



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LA HABANA “JOSÉ ANTONIO

ECHEVERRÍA”, CUJAE

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

TRABAJO DE DIPLOMA

**DETERMINACIÓN DEL INCREMENTO EN LA ALTURA
LÍMITE DE UNA EDIFICACIÓN FORMADA POR MUROS DE
CARGA DE MAMPOSTERÍA BAJO LA ACCIÓN DE CARGA
DE SISMO A PARTIR DE LA MODIFICACIÓN DE LA
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS BLOQUES.**

Autor: Américo Percy Espinoza Torres

Tutores: Dr. Ing. Janet Otmara Martínez Cid

Ing. Gustavo Pozo González

La Habana

Junio de 2018

DERECHOS DEL TRABAJO DE CULMINACIÓN DE ESTUDIOS

TÍTULO DEL TRABAJO:


DETERMINACIÓN DEL INCREMENTO EN LA ALTURA LÍMITE DE UNA EDIFICACIÓN FORMADA POR MUROS DE CARGA DE MAMPOSTERÍA BAJO LA ACCIÓN DE CARGA DE SISMO A PARTIR DE LA MODIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS BLOQUES.

AUTOR: Américo Percy Espinoza Torres

TUTOR (ES): Dr. Ing. Janet Otmara Martínez Cid

Ing. Gustavo Pozo González

Hago constar que reconozco la propiedad intelectual de este **TRABAJO DE CULMINACIÓN DE ESTUDIOS** a la Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE) el cual puede hacer el uso que estime del mismo.



Firma

AGRADECIMIENTOS

A mis tutores, Dr. Ing. Janet Otmara Martínez Cid y al Ing. Gustavo Pozo González, por el apoyo y confianza durante todo este proceso.

A mi novia Yenifer por su constante apoyo incondicional.

A todos los profesores de la facultad, por los saberes y enseñanzas compartidos.

DEDICATORIA

A mis padres, Eudosia y Feliciano por darme la fuerza y el apoyo necesario para poder llegar a ser un profesional.

A mi novia Yenifer.

A mis hermanos y familiares.

RESUMEN

La mampostería es un material de construcción muy empleado desde la antigüedad, debido a su facilidad de ejecución y a la no necesidad de mano de obra especializada. El crecimiento en altura de las edificaciones conlleva a un aumento del aprovechamiento del suelo disponible, a la racionalización de los servicios de transporte, a la disminución del costo de las redes, así como la solución a problemas como la escasez de viviendas.

Las tipologías de muros de carga de mampostería son muy tradicionales en Cuba, aunque la altura de los edificios se encuentra limitada. Uno de los factores que incide, desde el punto de vista estructural, es la resistencia a compresión de los bloques pues tienen una incidencia importante en la capacidad de carga de los muros. En Cuba la resistencia a compresión bruta de los bloques es de 7 MPa mientras que en otros países oscila por los 20 MPa aproximadamente.

El objetivo del trabajo es determinar la altura límite de una edificación formada por muros de carga de mampostería reforzada bajo la acción de carga de sismo, para tres posibles desempeños que establece la NC 46:2017, a partir de la modificación de la resistencia a compresión de los bloques de 7 MPa a 12 MPa. Para ello se empleará el software de análisis y diseño estructural ETABS 2016.

ABSTRACT

The masonry is a construction material very used since antiquity, because it has easy execution and it doesn't need specialized workforce. The growth in height of the buildings leads to an increase in the use of available land, to the rationalization of transport services, to the reduction of the cost of the networks, as well as the solution to problems such as housing shortages.

The typologies of masonry load bearing walls are very traditional in Cuba, although the height of the buildings is limited. One of the factors that affects, from the structural point of view, is the compression resistance of the blocks because they have a significant impact on the walls's load capacity. In Cuba, the compression resistance of the blocks is 7 MPa, while in other countries it is around 20 MPa.

The objective of the work is to determine the height limit of a building formed by reinforced masonry load walls under the action of earthquake load, for three possible performances established by NC 46: 2017, from the modification of the compression resistance of the blocks from 7 MPa to 12 MPa. For it, the ETABS 2016 structural design and analysis software will be used.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN:	7
1 CAPÍTULO 1: MARCO REFERENCIAL	11
1.1 Introducción	11
1.2 Descripción general de la Mampostería Reforzada	12
1.3 Comportamiento de la mampostería como material	13
1.3.1 Falla a cortante	13
1.3.2 Falla a fricción cortante	14
1.3.3 Falla a tensión diagonal	14
1.3.4 Falla a compresión	15
1.3.5 Falla a flexión	16
1.4 Empleo de la mampostería en la actualidad	16
1.5 Propiedades de los bloques de hormigón según diferentes normativas	20
1.5.1 Propiedades de los bloques de hormigón en Cuba	20
1.5.2 Propiedades de los bloques de hormigón según el “Reglamento de Argentina CIRSOC 501-E, 2007: Reglamento empírico para la construcción de mampostería de bajo compromiso estructural”	23
1.5.3 Resistencia a compresión de los bloques de hormigón según la “Norma Chilena NCH,1928: Albañilería armada-Requisitos para el diseño y cálculo” modificada en 2009	23
1.5.4 Resistencia a compresión de los bloques según la “Norma Técnica Guatemalteca NTG-41054: Bloques huecos de concreto para muros. Especificaciones”	24
1.5.5 Resistencia a compresión de los bloques de hormigón según la “Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE: Piezas para uso estructural”	25
1.5.6 Comparación entre las resistencias a compresión de los bloques según distintas normas	26
1.6 Conclusiones del capítulo	27

2	CAPÍTULO 2: MODELACIÓN DEL EDIFICIO EN SOFTWARE DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL ETABS. CASO DE ESTUDIO.....	29
2.1	Introducción.....	29
2.2	Descripción de la edificación.....	29
2.3	Propiedades de los materiales y cargas actuantes en la edificación.....	30
2.3.1	Propiedades de los materiales.....	30
2.3.2	Cargas actuantes sobre la edificación.	34
2.3.3	Combinaciones de cargas.	48
2.4	Determinación de la altura máxima del edificio, para muros de mampostería reforzada, compuesta por bloques de 7 MPa y de 12 MPa de resistencia a compresión.	49
2.4.1	Para bloques de 7 MPa de resistencia a compresión.....	57
2.4.2	Para bloques de 12 MPa de resistencia a compresión.....	61
2.5	Conclusiones parciales.....	65
3	CAPITULO 3: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	68
3.1	Introducción.....	68
3.2	Comparación y análisis de los resultados.	68
3.3	Conclusiones parciales.....	71
	CONCLUSIONES GENERALES.....	73
	RECOMENDACIONES.....	74
	ANEXOS.....	76

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Dimensiones de los bloques de hormigón en Cuba.....	20
Tabla 1.2 Resistencia a compresión bruta de los bloques de hormigón f _{bl} en Cuba.	21
Tabla 1.3 Relación entre área neta y área bruta de los bloques de hormigón en Cuba.	21
Tabla 1.4 Resistencia a compresión neta máxima de los bloques huecos de hormigón en Cuba.....	22
Tabla 1.5 Resistencia a compresión neta mínima de los bloques huecos de hormigón en Cuba.....	22
Tabla 1.6 Resistencia mínima a compresión sobre área neta de los bloques en Guatemala.....	25
Tabla 1.7 Resistencia de diseño a compresión de las mampostería de piezas de hormigón.....	25
Tabla 1.8 Resistencia a compresión de los bloques de hormigón en diferentes países.	26
Tabla 1.9 Resistencia a compresión neta en diferentes países.....	26
Tabla 1.10 Resistencia a compresión bruta en diferentes países.	27
Tabla 2.1 Resistencia a compresión de la mampostería simple (MPa).	31
Tabla 2.2 Relación entre el área neta y área bruta de los bloques.....	31
Tabla 2.3 Resistencia a compresión de la mampostería macizada.....	32
Tabla 2.4 Resistencia a cortante puro y límite de la resistencia característica a cortante.....	32
Tabla 2.5 Módulo a flexión de la mampostería.....	33
Tabla 2.6 Módulo a cortante de la mampostería.	33
Tabla 2.7 Propiedades de la mampostería.....	34
Tabla 2.8 Niveles de desempeño.	36
Tabla 2.9 Peligro sísmico en las diferentes zonas de Cuba por municipios.	37
Tabla 2.10 Coeficiente de sitio F _a	38
Tabla 2.11 Coeficiente de sitio F _v	38
Tabla 2.12 Factor N _a para periodos cortos de vibración.	39
Tabla 2.13 Factor N _v para periodos largos de vibración.	39

Tabla 2.14 Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_x) para el modelo 1 de bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa.	46
Tabla 2.15 Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_y) para el modelo 1 de bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa.	47
Tabla 2.16 Valores de μ y P_u obtenidos para realizar el diagrama de iteración. ...	55
Tabla 2.17 Tensión máxima para mampostería reforzada de bloques de 7 MPa y 12 MPa de resistencia característica a compresión.	56
Tabla 2.18 Valores admisibles de tensiones, desplazamientos y derivas para un edificio de 13 niveles de mampostería reforzada de 7 MPa.	57
Tabla 2.19 Resultados para edificios de 13 niveles de mampostería reforzada con bloques de 7 MPa.....	58
Tabla 2.20 Resultados para edificios de 12 niveles de mampostería reforzada.....	58
Tabla 2.21 Resultados obtenidos para los modelos 1, 2 y 3 para bloques de resistencia a compresión 7 MPa.....	61
Tabla 2.22 Valores admisibles de tensiones, desplazamientos y derivas para un edificio de 15 niveles de mampostería reforzada de 7 MPa.	62
Tabla 2.23 Resultados para edificios de 15 niveles de mampostería reforzada con bloques de 12 MPa.....	62
Tabla 2.24 Resultados para edificios de 14 niveles de mampostería reforzada.....	63
Tabla 2.25 Resultados obtenidos para los modelos 1, 2 y 3 para bloques de resistencia a compresión 12 MPa.....	65
Tabla 3.1 Altura y desplazamiento máximo de los seis modelos de edificios.....	68
Tabla 3.2 Tensiones normales máximas para los seis modelos de edificios.....	68
Tabla 3.3 Derivas máximas para los seis modelos de edificios.....	69
Tabla 3.4 Resumen comparativo de los seis modelos de edificios.....	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Las pirámides de Egipto.	11
Figura 1.2 La Gran Muralla China. Fuente: Dai (2014).	11
Figura 1.3 Machu Picchu, en Perú. Fuente: FOCAPI.	12
Figura 1.4 Coliseo Romano. Fuente: Campos.	12
Figura 1.5 Mampostería reforzada. Fuente: Rodríguez (2015).	13
Figura 1.6 Falla a cortante. Fuente: Torres (2009).	14
Figura 1.7 Falla a fricción cortante. Fuente: Torres (2009).	14
Figura 1.8 Falla a tensión diagonal. Fuente: Torres (2009).	15
Figura 1.9 Falla a compresión. Fuente: Torres (2009).	15
Figura 1.10 Falla de muro a flexión.	16
Figura 1.11 Edificio de serie E-14.	17
Figura 1.12 Ejemplo de edificio de serie E-14.	17
Figura 1.13 Planta modular de un edificio de serie E-14.	17
Figura 1.14 Edificio SP-79.	18
Figura 1.15 Planta modular de un edificio SP-79.	18
Figura 1.16 Biblioteca de la universidad de Manchester en Inglaterra.	19
Figura 1.17 Hotel The Excalibur en Las Vegas, Estados Unidos.	19
Figura 1.18 Monadnock Building que se encuentra en la ciudad de Chicago.	19
Figura 2.1 Vista en planta y en elevación de la edificación de mampostería reforzada.	30
Figura 2.2 Espectro de diseño de respuesta sísmica.	41
Figura 2.3 Distribución del refuerzo del tímpano de mampostería.	50
Figura 2.4 Estados de deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 2.	51
Figura 2.5 Estados de deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 3.	51
Figura 2.6 Estados de deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 3a.	52
Figura 2.7 Estados de deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 4.	53
Figura 2.8 Diagrama rectangular simplificado de tensiones: Fuente. NC-774 (2012)	53
Figura 2.9 Valores de k (cm) empleados en el diagrama de interacción.	54
Figura 2.10 Valores de X (cm) para los valores de k	54
Figura 2.11 Diagrama de iteración para bloques de 7 MPa y 12 MPa.	55
Figura 2.12 Tensiones normales (MPa).	59

Figura 2.13 Desplazamientos.....	59
Figura 2.14 Derivas máximas.....	60
Figura 2.15 Tensiones normales (MPa).	63
Figura 2.16 Derivas máximas.....	64
Figura 2.17 Desplazamientos.....	64
Figura 3.1 Altura límite máxima alcanzado para cada modelo.	70
Figura 3.2 Desplazamientos en función de la altura para bloques de 7 MPa y 12 MPa.	70
Figura 3.3 Derivas máximas en función de la altura para bloques de 7 MPa y 12 MPa.	71

INTRODUCCIÓN:

El crecimiento en altura de las edificaciones conlleva a un aumento del aprovechamiento del suelo disponible para construir, la racionalización de los servicios de transporte, la disminución del costo de las redes, así como la solución a problemas como la escasez de viviendas.

La mampostería es uno de los materiales más utilizados en la construcción de edificaciones destinadas a viviendas debido al empleo de mano de obra no especializada y su facilidad de ejecución. Desde el punto de vista estructural, las luces y cargas que caracterizan a las construcciones destinadas a esta función hace posible el empleo de muros de carga de mampostería como sistema de soporte vertical capaces de enfrentar además de las cargas gravitatorias, las horizontales ya sean de viento o sismo. En Cuba existe una tradición en el empleo de la mampostería desde viviendas unifamiliares hasta edificaciones de seis niveles como es el caso de los sistemas E-14 y SP-79 identificados con la tipología estructural que se refiere en la investigación.

Al igual que en el hormigón, la propiedad más importante de la mampostería es la resistencia a compresión, en la que juega un papel importante la resistencia a compresión de los bloques que influye en la altura que puede alcanzarse para estas edificaciones. Internacionalmente la resistencia a compresión bruta de los bloques se establece en 20 MPa según la NMX-404 y 15 MPa según la NCh-1928 (2009) lo que hace posible la construcción de edificaciones que superan los 10 niveles, mientras que en Cuba se establece 7 MPa como valor máximo limitando la posibilidad de aumentar la altura de las mismas.

Actualmente se propone incrementar la resistencia a compresión del bloque en Cuba a 12 MPa. Para ello es necesario verificar la influencia de este parámetro, desde el punto de vista estructural, en la altura que puede ser alcanzada en las edificaciones compuestas por muros de carga de mampostería considerando la acción de cargas horizontales.

En el presente trabajo se pretende obtener la altura límite de una edificación destinada a viviendas de tipología de muros de carga considerando mampostería reforzada en los ejes de muros para la acción de carga de sismo. Se establece la resistencia a compresión de los bloques actuales cubanos, 7 MPa y la propuesta de 12 MPa con el

objetivo de definir la cantidad de niveles que se logran incrementar. Se emplea para la modelación el programa ETABS.

Problema de la investigación:

¿Qué incremento en altura se logra en edificaciones formadas por tipología de muros de mampostería frente a cargas laterales considerando el empleo de una resistencia a compresión de los bloques de 12 MPa en comparación con los 7 MPa que se establecen en Cuba?

Objeto de la investigación:

Edificio con tipología de muros de mampostería bajo la acción de carga de sismo.

Campo de la investigación:

Análisis y diseño de edificios de mampostería.

Objetivo general:

Obtener el incremento en altura de edificaciones de tipología de muros de mampostería frente a cargas laterales considerando el empleo de una resistencia a compresión de los bloques de 12 MPa en comparación con los 7 MPa que se establecen en Cuba.

Objetivos específicos:

1. Establecer el marco referencial.
2. Definir la altura límite a alcanzar en edificio tipo sometido a carga de sismo utilizando la mampostería reforzada, para bloques de 7 y 12 MPa de resistencia a compresión.
3. Comparar resultados alcanzados.

Hipótesis:

El incremento en altura que se alcanza con el empleo de bloques de resistencia a compresión de 12 MPa con relación a los 7 MPa justifica la consideración del incremento de la resistencia a compresión de los bloques que se emplean en Cuba.

Tareas:

- I. Búsqueda bibliográfica y documental para la realización del marco referencial.
- II. Determinar todas las cargas o acciones actuantes en el edificio.

- III. Realizar la modelación del edificio en software de análisis y diseño estructural ETABS.
- IV. Analizar los resultados obtenidos de la modelación.
- V. Elaborar el informe escrito.

Estructura de la tesis:

Capítulo 1: Marco Referencial. El primer capítulo incluye sobre el comportamiento de la mampostería como material, las principales fallas en muros de mampostería. También se aborda sobre el empleo de la mampostería en Cuba e internacionalmente. Además, se hace una comparación de los valores de resistencia a compresión de los bloques según diferentes normativas.

Capítulo 2: Se comenzará por describir la edificación, calculándose las propiedades de la mampostería macizada y cargas correspondiente (permanentes, uso y sísmicas), las combinaciones de cargas. Luego se efectúa la modelación de los 6 modelos de edificios totales para mampostería de bloques de 7MPa y 12 MPa, para esto se empleará el software de análisis y diseño estructural ETABS.

Capítulo 3: Se realizará el análisis y comparación de los resultados obtenidos en el capítulo 2.

CAPÍTULO 1

MARCO REFERENCIAL.

CAPÍTULO 1: MARCO REFERENCIAL.

1.1 Introducción.

La mampostería es uno de los materiales más antiguos utilizado en muchos países del mundo para la construcción de diferentes obras civiles, como ejemplo se citan algunas construcciones antiguas como: Las pirámides de Egipto (2500 a.C) (figura 1.1) donde se usaron grandes bloques de roca unidos con mortero de yeso, la gran Muralla China (200 a 220) (figura 1.2) en una parte de sus kilómetros se utilizaron ladrillos de arcilla y mortero de cal, las murallas de piedra de Machu Picchu (1200 a 1400 d.C) (figura 1.3), el Coliseo Romano (siglo I d.C) (figura 1.4). El uso de la mampostería brinda muchas ventajas importantes para el desarrollo de las construcciones ya que son buenos aisladores térmicos y acústicos, son ignífugos y además de tener una buena resistencia a la compresión puede ser utilizada como elemento de cierre y de carga.



Figura 1.1 Las pirámides de Egipto.

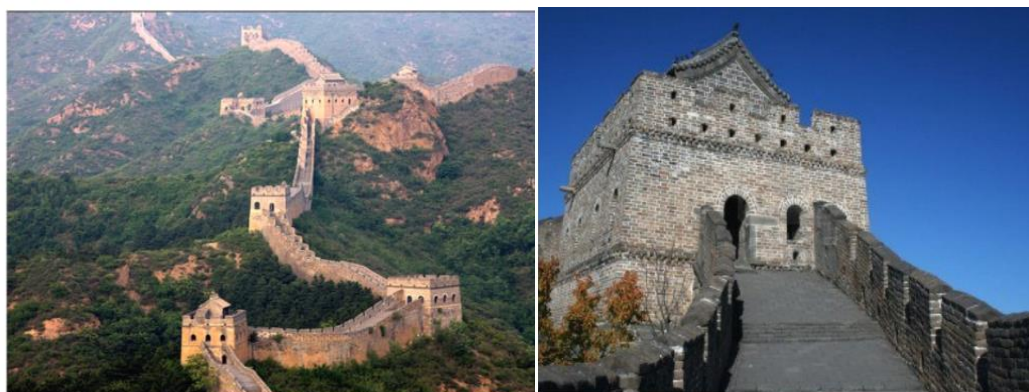


Figura 1.2 La Gran Muralla China. Fuente: Dai (2014).



Figura 1.3 Machu Picchu, en Perú. Fuente: FOCAPI.



Figura 1.4 Coliseo Romano. Fuente: Campos.

En muchos países la mampostería se ha puesto en práctica como método tradicional para la construcción de viviendas, mediante el aprovechamiento de los recursos naturales existentes del lugar, tales como la piedra natural, la arcilla (ladrillo), el hormigón (bloques) o el suelo (adobe).

La resistencia a compresión de los bloques de hormigón es una de las propiedades indispensables a tomar en cuenta al momento de realizar el diseño de edificios altos de mampostería, por ende, es necesario hacer un estudio minucioso de las diferentes resistencias de los bloques de acuerdo a las normas nacionales e internacionales.

1.2 Descripción general de la Mampostería Reforzada.

La NC-46 (2017) define a la mampostería reforzada como albañilería en la que se incorpora armadura de acero de tal manera que ambos materiales actúen conjuntamente para resistir las fuerzas a las que el elemento se encuentra sometido.

Según la NE-Construcción (2014), es la estructura conformada por piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero. El mortero de relleno puede colocarse en todas las celdas verticales o solamente en aquellas donde está ubicado el refuerzo.

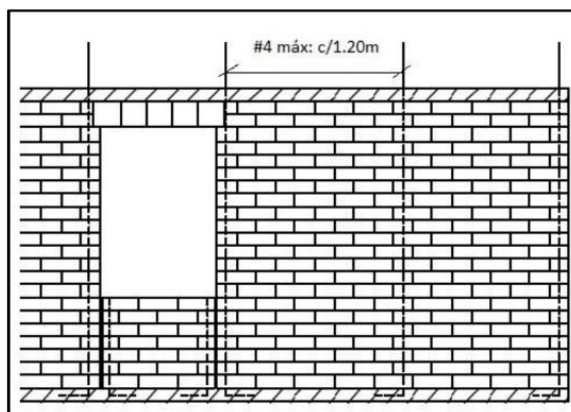


Figura 1.5 Mampostería reforzada. Fuente: Rodríguez (2015).

1.3 Comportamiento de la mampostería como material.

Una estructura de mampostería estará sometida durante su vida útil principalmente a los siguientes efectos: a) carga vertical debida a la carga de losas, a la carga viva y a su peso propio, b) fuerzas cortantes y momentos flectores contenidos en su plano, originados por fuerzas sísmicas o por movimiento de la cimentación y c) empujes normales al plano de los muros que pueden ser causados por viento, tierra, agua o fuerzas sísmicas.

Por tal razón es fundamental conocer los tipos de fallas que ocurren en las estructuras de mampostería, independientemente si son reforzadas o no. A continuación se analizan algunas fallas principales que se suscitan en los muros de mampostería, para de esta manera analizar mejor su comportamiento.

1.3.1 Falla a cortante.

Este tipo de falla se presenta principalmente en muros con una relación de longitud-altura grande, y con una fuerza pre compresiva alta. La falla se manifiesta mediante grietas diagonales y longitudinales cuando la carga es aproximadamente el 62% de la máxima, como la grieta "a" de la figura 1.6. Posteriormente, aparece una grieta diagonal "b", típica del fallo por cortante, cuando se alcanza el valor de la carga máxima. Al realizar ensayos cíclicos se produce una rápida degradación de la resistencia; Torres (2009).

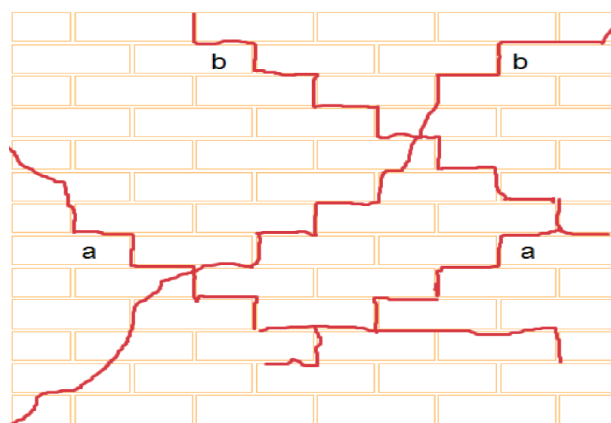


Figura 1.6 Falla a cortante. Fuente: Torres (2009).

Los fallos en corte es el resultado de una combinación de grietas de tensión diagonal que atraviesan las piezas de la mampostería, y las grietas que aparecen a lo largo de las juntas de mortero.

1.3.2 Falla a fricción cortante

Este tipo de fallos ocurren para esfuerzos de compresión bajos. Se presenta en forma de escalera siguiendo la junta del mortero, caracterizada por su forma diagonal a lo largo del muro y es consecuencia del esfuerzo de corte que se produce en el mismo (figura 1.7).

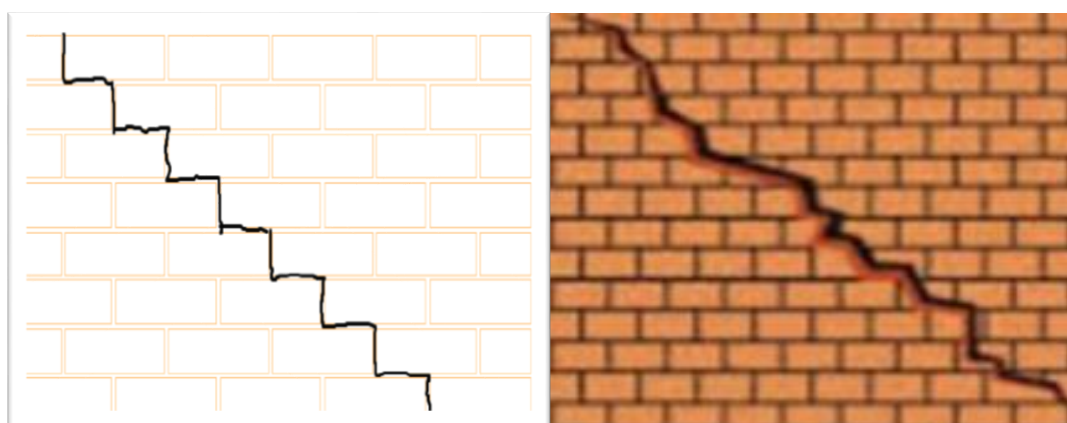


Figura 1.7 Falla a fricción cortante. Fuente: Torres (2009).

1.3.3 Falla a tensión diagonal

Ocurre para esfuerzos de compresión moderado. Debido a que la resistencia a cortante de las juntas se incrementa, a causa de la fuerza de compresión, por tal motivo las grietas aparecen en las unidades, como resultado de los esfuerzos de

tracción inducido por la combinación de los esfuerzos de compresión y cortante que actúan en el muro (figura 1.8).

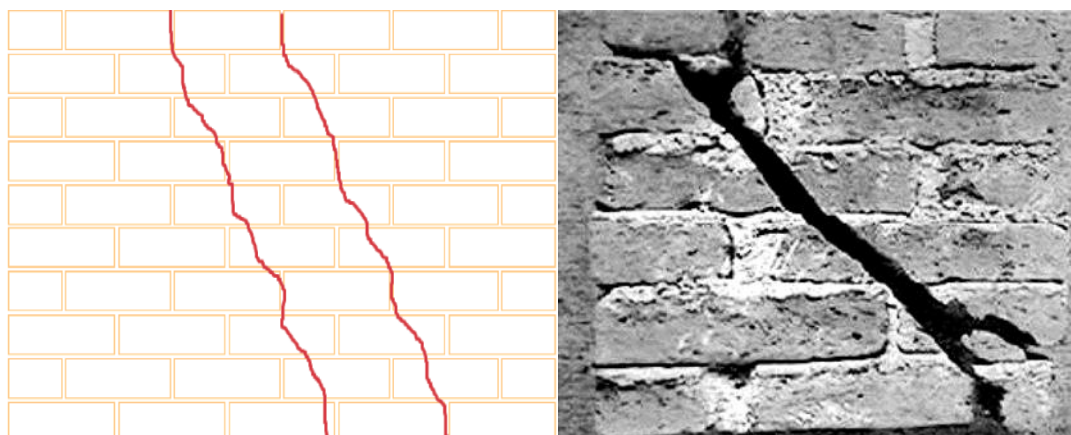


Figura 1.8 Falla a tensión diagonal. Fuente: Torres (2009).

1.3.4 Falla a compresión.

Según Torres (2009), falla a compresión se presenta cuando la carga vertical produce esfuerzos de compresión muy altos, comparados con los esfuerzos cortantes. El fallo es similar al que se produce en un ensayo de compresión directa, aunque el esfuerzo cortante disminuye la resistencia a la compresión de la mampostería.

Mayormente ocurre debido a que las piezas son de mala calidad o que han perdido su capacidad de portante a causa de las cargas gravitatorias. Cuando el material es de buena calidad aparecen grietas verticales, y si el material es de mala calidad la falla se produce por aplastamiento.

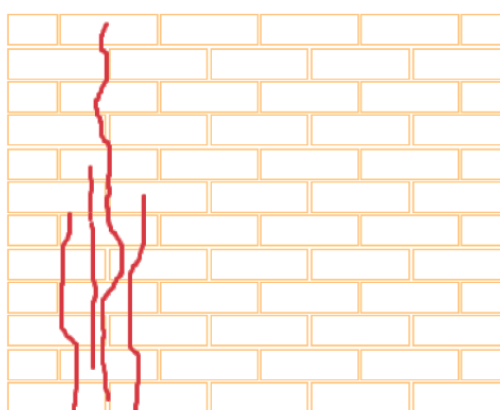


Figura 1.9 Falla a compresión. Fuente: Torres (2009).

1.3.5 Falla a flexión.

Aparecen grietas horizontales en el extremo del muro que está sujeto a tensión, siendo de mayor longitud en la parte inferior y van decreciendo de acuerdo a la altura (figura 1.10).

Según Moreno (2009), el agrietamiento se presenta en forma vertical en las esquinas y el centro, que puede presentarse en muros esbeltos, y produce una falla de compresión por flexión en el talón comprimido de muro.

En la mampostería reforzada, la capacidad resistente del muro está determinado por la magnitud de la carga vertical. A mayor carga, mayor es la resistencia a flexión de la estructura, Torres (2009).



Figura 1.10 Falla de muro a flexión.

1.4 Empleo de la mampostería en la actualidad.

En Cuba existe una tradición en el empleo de la mampostería, desde viviendas unifamiliares hasta edificaciones de cinco niveles como es el caso de los sistemas E-14 y SP-79 identificados con la tipología estructural que se refiere en la investigación.

Serie de edificio E-14: Implementado en el año 1964, edificación típica que puede alcanzar 4 o 5 plantas. Este tipo de edificaciones emplea muros de carga transversales o tímpanos, conformado por ladrillos colocados a citarón (30 cm de espesor) o por bloques de hormigón de 20 cm de espesor. Estos edificios utilizan diferentes variantes para la solución de entrepiso y cubierta y los cerramientos hormigonados “in situ” sobre los muros de carga (figura 1.11, 1.12 y 1.13).



Figura 1.11 Edificio de serie E-14.



Figura 1.12 Ejemplo de edificio de serie E-14.

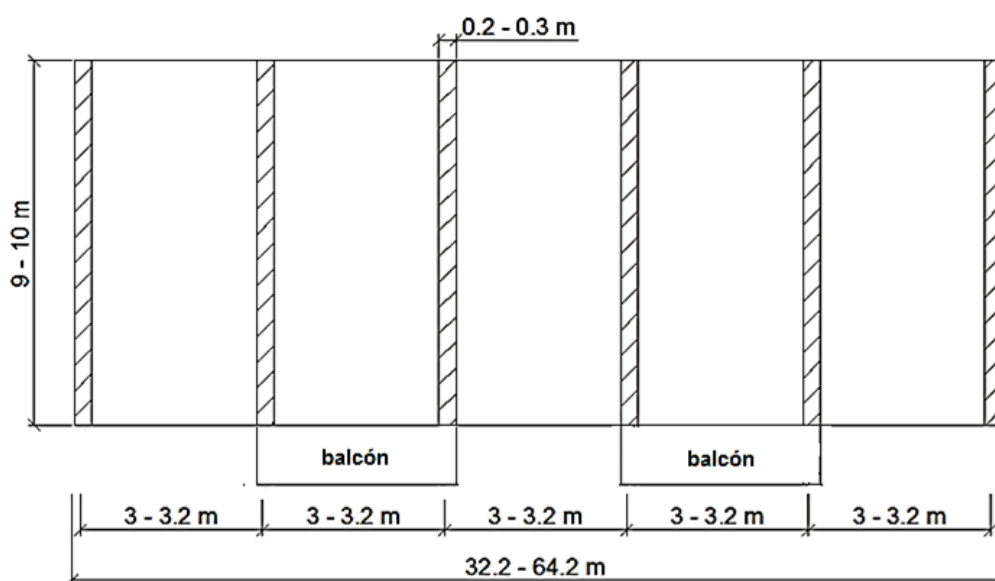


Figura 1.13 Planta modular de un edificio de serie E-14.

Serie SP-79: Sistema surgido en el año 1979, serie formada por 5 niveles con un puntal de 2.7 m. Utiliza muros de bloques de 20 cm de espesor y columnas catalanas. Para la solución de cubierta y entrepiso utiliza losas doble T prefabricadas o losas Spiroll.



Figura 1.14 Edificio SP-79.

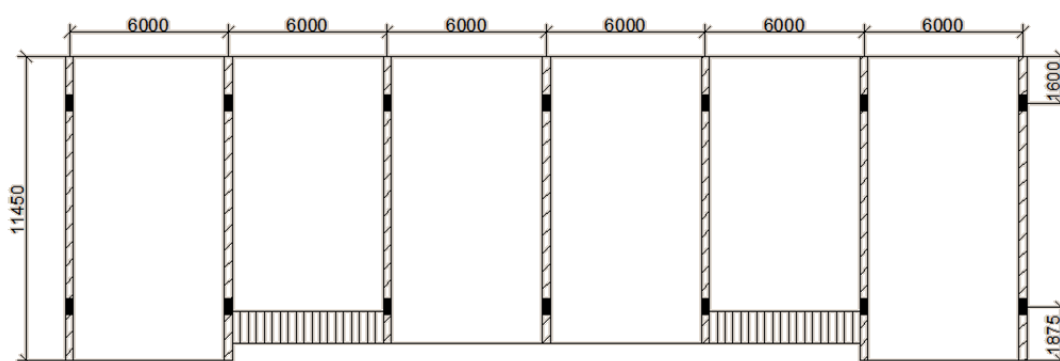


Figura 1.15 Planta modular de un edificio SP-79.

A nivel internacional la mampostería es muy utilizada en cuanto a la construcción de edificaciones y viviendas, como ejemplo de ello se tiene la biblioteca de la universidad de Manchester en Inglaterra (figura 1.16), hotel The Excalibur en Las Vegas de Estados Unidos (figura 1.17), Monadnock Building que se encuentra en la ciudad de Chicago (figura 1.18) fue construido entre 1889 y 1891 completamente de mampostería, cuenta con 16 niveles y los muros llegan a medir 1.8 m de espesor en la base del edificio.



Figura 1.16 Biblioteca de la universidad de Manchester en Inglaterra.



Figura 1.17 Hotel The Excalibur en Las Vegas, Estados Unidos.



Figura 1.18 Monadnock Building que se encuentra en la ciudad de Chicago.

1.5 Propiedades de los bloques de hormigón según diferentes normativas.

La resistencia a compresión es la propiedad característica de la mampostería, con una reducida resistencia a tracción. Por ello se hizo un estudio minucioso de las normativas de diferentes países, con la finalidad de hacer una comparación entre la resistencia a compresión de los bloques en Cuba y los bloques fabricados en otros países.

1.5.1 Propiedades de los bloques de hormigón en Cuba.

Según la NC-247 (2005), la dimensión exterior del bloque no será mayor de 500 mm, la densidad estará comprendida entre 17 y 22 kN/m³.

Los bloques son clasificados de acuerdo al tipo, que tiene en cuenta el índice de macizo, el acabado y las dimensiones; la categoría, que tiene en cuenta su resistencia y el grado, que tiene en cuenta su capacidad de absorción de agua.

Existen dos series de acuerdo a las dimensiones nominales en largo; la primera es la serie A (400 mm de largo, 200mm de altura, y cualquier ancho) (tabla 1.1) y la segunda es la serie B (500 mm de largo, 200 mm de altura, y cualquier altura), incluido en la misma tabla 1.1.

Tabla 1.1 Dimensiones de los bloques de hormigón en Cuba.

	Nominales	U/M de fabricación (mm)
Anchura	65	60
	100	95
	150	145
	200	195
	100 (bloque panel)	
Altura	200	195
	940 (bloque panel)	
	680 (bloque panel)	
	420 (bloque panel)	
Longitud	400	395
	500	495

Resistencia a compresión (f'_p).

En la norma cubana, la resistencia a compresión de los bloques huecos de hormigón se encuentra expresada sobre el área bruta de los mismos. La tabla 1.2 muestra los valores nominales de la resistencia a compresión de los bloques (f'_{bl}) a los 28 días y

a los 7 días. El cálculo de la resistencia a compresión de las piezas de mampostería está dado por la siguiente formula:

$$f'_{pn} = f'_p \frac{A_b}{A_n}$$

Donde:

f'_{pn} : La resistencia neta a compresión de la pieza.

f'_p : La resistencia bruta a compresión de la pieza.

A_b : Área bruta de la pieza.

A_n : Área neta (área resultante de quitar la parte hueca del área bruta).

Tabla 1.2 Resistencia a compresión bruta de los bloques de hormigón f'_{bl} en Cuba.

Categoría	f'_{bl} a los 28 días en MPa	f'_{bl} a los 7 días en MPa
I	7.0	5.6
II	5.0	4.0
III	2.5	2.0
IV	2.5	2.5

Resistencia neta de los bloques f'_{pn} .

En Cuba la máxima resistencia a compresión bruta que se puede llegar es de 7 MPa, a partir de la misma se puede obtener la máxima resistencia a compresión neta, según la relación existente entre área neta y área bruta para cada tipo de bloque. Estos valores se muestran en la tabla 1.3.

Tabla 1.3 Relación entre área neta y área bruta de los bloques de hormigón en Cuba.

Tipo de bloque	Área bruta (cm ²)	P=área neta/área bruta
3 huecos 40*20*20	770	0.55
3 huecos 40*15*20	573	0.60
2 huecos 40*20*20	770	0.49
2 huecos 40*15*20	573	0.53
2 huecos 50*20*20	965	0.46
2 huecos 50*15*20	718	0.52

Tabla 1.4 Resistencia a compresión neta máxima de los bloques huecos de hormigón en Cuba.

Tipo de bloques	Área bruta (cm ²)	P=área neta/área bruta	Resistencia máxima bruta (MPa)	Resistencia máxima neta (MPa)
3 huecos 40*20*20	770	0.55	7	12.73
3 huecos 40*15*20	573	0.60		11.67
2 huecos 40*20*20	770	0.49		14.29
2 huecos 40*15*20	573	0.53		13.21
2 huecos 50*20*20	965	0.46		15.22
2 huecos 50*15*20	718	0.52		13.46

Tabla 1.5 Resistencia a compresión neta mínima de los bloques huecos de hormigón en Cuba.

Tipo de bloques	Área bruta (cm ²)	P=área neta/área bruta	Resistencia máxima bruta (MPa)	Resistencia máxima neta (MPa)
3 huecos 40*20*20	770	0.55	2,5	4.55
3 huecos 40*15*20	573	0.60		4.17
2 huecos 40*20*20	770	0.49		5.10
2 huecos 40*15*20	573	0.53		4.72
2 huecos 50*20*20	965	0.46		5.43
2 huecos 50*15*20	718	0.52		4.81

Como se puede apreciar la máxima resistencia a compresión neta en Cuba es de 15,22 MPa con el bloque de 2 huecos de dimensiones (50*20*20).

Módulo de elasticidad longitudinal (E).

Según la NC-247 (2005), el módulo de la elasticidad longitudinal toma el siguiente valor:

$$E = 1000 * f'_m$$

En esta expresión, f'_m representa la resistencia a compresión de prisma de ensayo, habiéndose hecho las mediciones en base a la recta secante a la mitad de la resistencia última.

El conocimiento del valor de módulo es necesario para la determinación de las flechas en dinteles hechos de piezas de albañilería.

También es necesario su empleo al distribuir la carga horizontal del viento o del sismo entre los diferentes sistemas verticales contruidos con unidades de albañilería.

Módulo de elasticidad a cortante (G).

$$G = 0.4 * E$$

Este término es requerido para el cálculo de la rigidez del muro, principalmente en el caso de los muros bajos y alargados.

Coeficiente de Poisson (μ).

Para los bloques de hormigón se acepta el siguiente valor del coeficiente de Poisson:

$$\mu = 0.2 \sim 0.3$$

Los valores altos corresponden a escalones de cara más elevados.

1.5.2 Propiedades de los bloques de hormigón según el “Reglamento de Argentina CIRSOC 501-E, 2007: Reglamento empírico para la construcción de mampostería de bajo compromiso estructural”.

Para realizar las verificaciones de resistencia y control de calidad de las piezas de mampostería se utiliza la resistencia característica a compresión, correspondiente a la sección de área neta.

Según CIRSOC-501, los bloques huecos portantes de hormigón deben tener una resistencia característica a la compresión mínima de 13 MPa.

Además, se podrán adoptar resistencias características a la compresión basada en la sección neta mayores que la indicada y hasta 42 MPa.

También se podrán adoptar resistencias declaradas por el fabricante cuando esté presente una certificación por tercera parte, otorgada por un organismo reconocido, a través de laboratorios acreditados o de trayectoria altamente confiable y que se encuentre vigente a la fecha de presentación.

1.5.3 Resistencia a compresión de los bloques de hormigón según la “Norma Chilena NCH,1928: Albañilería armada-Requisitos para el diseño y cálculo” modificada en 2009.

La determinación de la resistencia a compresión de los bloques de hormigón se efectúa usando probetas compuestas por una unidad de mampostería cada una. Para lo cual se emplea el concepto de resistencia bruta, siendo la mínima 5 MPa. Además,

en la misma norma chilena se puede analizar que se puede llegar a alcanzar una resistencia a compresión del bloque de 15 MPa.

1.5.4 Resistencia a compresión de los bloques según la “Norma Técnica Guatemalteca NTG-41054: Bloques huecos de concreto para muros. Especificaciones”.

En Guatemala, la resistencia a compresión de los bloques de hormigón está en función al área neta y se encuentra entre los 5.5 MPa y los 13 MPa, pudiéndose conseguir resistencias más altas.

La clasificación según la NTG-41054 se realiza según la resistencia a compresión y según el porcentaje de absorción de máxima de humedad determinados como:

Clase A: Uso estructural con baja absorción de humedad. Para uso en muros exteriores o interiores que soportan carga por debajo o sobre el nivel del suelo. Muros de contención, muros de cimentación, muros de división que soportarán carga. Para edificaciones con áreas mayores de 100 m² de construcción, de uno o dos niveles. Para edificaciones de más de dos niveles se debe cumplir con los requisitos de diseño estructural de la Norma AGIES NSE 7.4, Requisitos para edificaciones de mampostería estructural.

Clase B: Uso general con mediana absorción de humedad. Para uso en muros interiores o exteriores que soportan carga sobre el nivel del suelo, Para edificaciones con un área máxima de 100 m² de construcción y distribución simétrica, de uno o dos niveles. Los bloques externos o expuestos deben usarse con recubrimiento protector contra las inclemencias del tiempo.

Clase C: Uso no estructural con alta absorción de humedad. Para uso en muros exteriores o interiores sobre el nivel del suelo, que no soportan carga, o que la soportan en muros de edificaciones de un nivel, menores de 50 m² de construcción con distribución simétrica. También para muros colindantes entre terrenos. Si son muros exteriores debe aplicárseles un recubrimiento o acabado protector contra las inclemencias del tiempo.

Los bloques huecos de concreto, deben cumplir con el promedio de resistencia de la tabla 1.6 y además ningún resultado individual, deberá tener una resistencia menor a 5.5 MPa.

Tabla 1.6 Resistencia mínima a compresión sobre área neta de los bloques en Guatemala.

Clase	Resistencia mínima a compresión, calculada sobre el área neta del bloque MPa	
	Promedio de 5 bloques o más	Mínimo de bloque individual
A	13	11.1
B	9.8	8.3
C	6.5	5.5

Además, según la NTG-41054, el comprador puede solicitar resistencias a compresión mayores a las descritas, cuando su diseño estructural así lo requiera, para ello debe informar al fabricante y/o proveedor su requerimiento como un producto especial.

1.5.5 Resistencia a compresión de los bloques de hormigón según la “Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE: Piezas para uso estructural”.

En México, la resistencia a compresión de los bloques de hormigón está dada en función del área bruta y se pueden conseguir resistencias mayores de 20 MPa.

Las especificaciones que deben cumplir los bloques de concreto en cuanto a la resistencia mínima a compresión sobre el área bruta se muestra en la tabla 1.7.

Tabla 1.7 Resistencia de diseño a compresión de las mampostería de piezas de hormigón (f'_m , sobre área bruta).

f'_p *MPa (kg/cm ²)	f'_m *MPa (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)	4 (40)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)	6 (60)
≥ 20 (200)	10 (100)	8 (80)	8 (80)

Los valores de f'_m de la tabla 1.7 son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f'_p señalada en ella y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 15 mm si son de fabricación artesanal.

Para otros casos se deberá determinar la resistencia mediante ensayos de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplean en la obra.

1.5.6 Comparación entre las resistencias a compresión de los bloques según distintas normas.

A continuación, se muestra una tabla donde aparecen los diferentes valores de resistencia a compresión mínimas y máximas en dependencia de cada país estudiado (tabla 1.8).

Tabla 1.8 Resistencia a compresión de los bloques de hormigón en diferentes países.

Resistencia a compresión en MPa					
País	Cuba	Argentina	Chile	Guatemala	México
Resistencia referida al área	bruta	neta	bruta	neta	Bruta
Resistencia máxima (MPa)	7	42 o más	15	13 o más	20 o más
Resistencia mínima (MPa)	2.5	13	5	5.5	10

A continuación, en la tabla 1.9 se realiza una comparación con respecto a la resistencia a compresión neta de los bloques de hormigón, según distintas normativas estudiados incluyendo los bloques producidos en Cuba.

Tabla 1.9 Resistencia a compresión neta en diferentes países.

Resistencia a compresión neta			
País	Cuba	Argentina	Guatemala
Resistencia máxima (MPa)	15.22	42 o más	13 o más
Resistencia mínima (MPa)	4.17	13	5.5

En la tabla 1.10 se hace una comparación con respecto a la resistencia a compresión bruta de los bloques de hormigón, según distintas normativas estudiados incluyendo los bloques producidos en Cuba, donde se ve que los bloques cubanos presentan una resistencia más baja en comparación con otros países.

Tabla 1.10 Resistencia a compresión bruta en diferentes países.

Resistencia a compresión bruta			
País	Cuba	Chile	México
Resistencia máxima (MPa)	7	15	20 o más
Resistencia mínima (MPa)	2.5	5	10

1.6 Conclusiones del capítulo.

1. Del estudio realizado, se llegó a una conclusión de que una estructura de mampostería estará sometida durante su vida útil a las principales fallas frente a cargas horizontales y verticales, independientemente si son reforzados o no. Estas fallas son: a cortante, a flexión y a tracción diagonal.
2. En muchos países la mampostería se ha puesto en práctica como método tradicional para la construcción de viviendas, mediante el aprovechamiento de los recursos naturales existentes del lugar. De acuerdo al estudio realizado, en Cuba las alturas alcanzadas en edificaciones de muros de albañilería están entre 4 y 5 niveles según el sistema utilizado. Internacionalmente las alturas del edificio pueden llegar a medir hasta 16 niveles.
3. Mediante la comparación de las diferentes normativas internacionales sobre la resistencia característica a compresión bruta de los bloques de hormigón, se llegó a una conclusión de que los bloques producidos actualmente en Cuba tienen valores de resistencia a compresión muy bajo en comparación al resto de los países. La máxima resistencia característica a compresión bruta de los bloques cubanos es de 7 MPa, mientras que en las normas consultadas llegan a tener una resistencia entre 15 MPa y 20 MPa a más.

CAPÍTULO 2

MODELACIÓN DEL EDIFICIO EN SOFTWARE DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL ETABS. CASO DE ESTUDIO.

CAPÍTULO 2: MODELACIÓN DEL EDIFICIO EN SOFTWARE DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL ETABS. CASO DE ESTUDIO.

2.1 Introducción.

En Cuba es muy común el uso de la mampostería con bloques de hormigón por ser de fácil y rápida ejecución, además es económicamente accesible. La mampostería en la construcción de edificios altos se utiliza como material portante, por ello su comportamiento será como una estructura de gran rigidez, por lo que van a aparecer tensiones importantes en la base del edificio, aunque el propio peso de la estructura contribuye a contrarrestar los efectos desestabilizadores de la carga de sismo.

En este capítulo se determinará la altura límite que puede alcanzar un edificio destinado a viviendas con muros de carga considerando mampostería reforzada en los ejes de muros para la carga de sismo, con la resistencia a compresión de los bloques actuales cubanos, 7MPa y la propuesta de 12 MPa con el objetivo de definir la cantidad de niveles que logran incrementarse.

Para la modelación del edificio se empleará el software de análisis y diseño estructural ETABS.

2.2 Descripción de la edificación.

Se trata de un edificio destinado a viviendas, donde las luces serán de 3.75 m y 4.5 m con un puntal libre de 2.8 m por nivel.

Los elementos portantes en este caso serán los muros de mampostería, constituidos por bloques huecos de hormigón de 20 cm de espesor, sobre los muros se construirán vigas cerramiento de sección rectangular de 20 cm x 30 cm, de hormigón armado "in situ". El edificio contará con losas de entrepiso y cubierta de hormigón armado "in situ" con resistencia característica a compresión de 25 MPa y con 15 cm de espesor.

En el presente caso todos los muros de carga existentes contribuyen en la rigidización de la edificación, los mismos se considerarán empotrados en la base, además la unión entre el cerramiento y las losas se considerarán continuas.

Se tendrán en cuenta los huecos para puertas y ventanas presentes en los muros ya que estas disminuirán la rigidez de los mismos. Todas las ventanas tendrán un ancho de 1.6 m y una altura de 1.3 m, y las puertas tendrán 0.9 m de ancho y 2.1 m de altura.

En el caso de acceso principal del edificio y de la puerta al balcón de la fachada sur, estos huecos tendrán 1.6 m de ancho y 2.1 m de alto (figura 2.1).

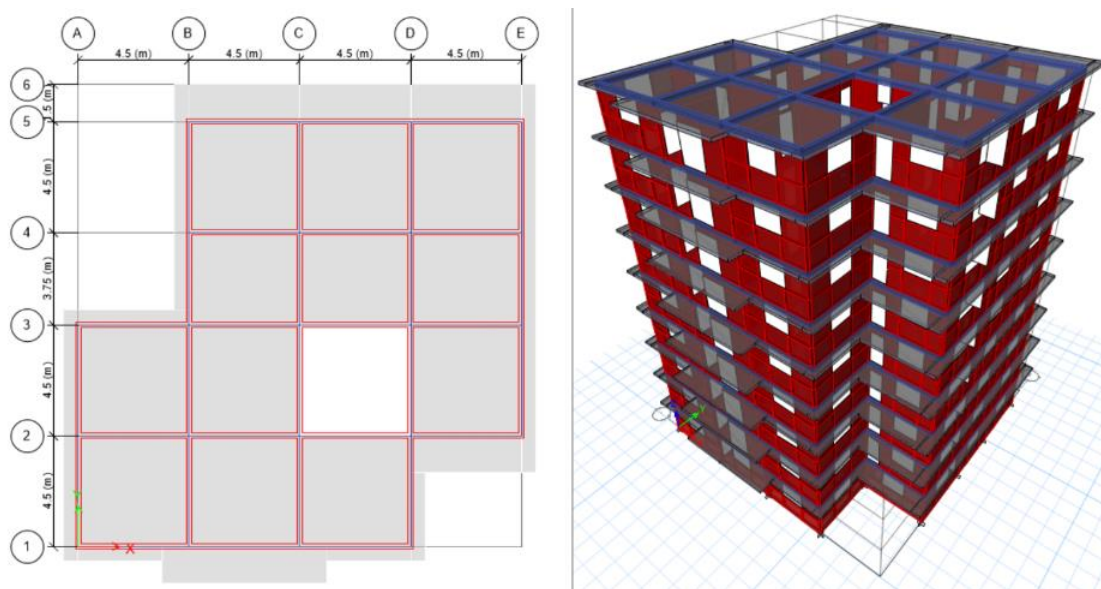


Figura 2.1 Vista en planta y en elevación de la edificación de mampostería reforzada.

2.3 Propiedades de los materiales y cargas actuantes en la edificación.

2.3.1 Propiedades de los materiales.

Resistencia a compresión característica de la mampostería.

Según la NC-774 (2012), para los bloques de hormigón se calcula de la siguiente manera:

$$f'_{mbl} = \left(\frac{100 + f'_{bl}}{100 + 2.5f'_{bl}} \right) \left(1 - \frac{0.3}{0.6 + \frac{f'_M}{f'_{bl}}} \right) f'_{bl}$$

Donde:

f'_{mbl} : Resistencia a compresión característica de la mampostería.

f'_{bl} : Resistencia a compresión característica del bloque.

f'_M : Resistencia a compresión característica del mortero.

Además, el mortero a utilizar según la NC-774 (2012), es un mortero de tipo III con una resistencia a compresión de 5.2 MPa.

La tabla 2.1 muestra los valores de resistencia a compresión de la mampostería simple para el mortero empleado y para bloques de resistencia a compresión de 7 MPa y de 12 MPa.

Tabla 2.1 Resistencia a compresión de la mampostería simple (MPa).

f'_{bl}	f'_M	f'_{mbl}
7	5.2	3.36
12	5.2	4.68

Como el caso de estudio se trata de mampostería reforzada hay que calcular la resistencia a compresión de la mampostería macizada, para lo cual la relación entre el área neta y el área bruta de los bloques de hormigón aparecen en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Relación entre el área neta y área bruta de los bloques.

Tipo de bloque	Área bruta (cm²)	P=área neta/área bruta
3 huecos 40*20*20	770	0.55
3 huecos 40*15*20	573	0.60
2 huecos 40*20*20	770	0.49
2 huecos 40*15*20	573	0.53
2 huecos 50*20*20	965	0.46
2 huecos 50*15*20	718	0.52

Para este caso se utilizarán bloques de dos huecos, de dimensiones (50x20x20) cm, con $p = 0.46$.

La resistencia a compresión de la mampostería macizada se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$f'_{mnbl} = (f'_{mbl})/p$$

Donde:

f'_{mnbl} : resistencia a compresión característica de la mampostería macizada.

f'_{mbl} : resistencia a compresión característica de la mampostería simple.

p : relación área neta/área bruta del bloque.

A continuación, en la tabla 2.3 se muestran los valores de resistencia a compresión de la mampostería macizada para bloques de 7 MPa y de 12 MPa.

Tabla 2.3 Resistencia a compresión de la mampostería macizada.

f'_{bl}	f'_M	f'_{mbl}	f'_{mnbl}
7	5.2	3.36	7.30
12	5.2	4.68	10.17

Resistencia característica a cortante de la mampostería.

La resistencia característica a cortante de la mampostería se estimará a partir del valor de la resistencia a cortante puro f_{vko} y de la tensión de compresión actuante σ'_m . Donde la resistencia característica a cortante tiene que ser menor de los siguientes valores:

$$f_v \leq \left\{ \begin{array}{l} f_{vko} + 0.4\sigma'_m \\ 0.065f'_m \\ \text{el valor límite de la tabla} \end{array} \right\}$$

Donde:

f_{vko} : Resistencia a cortante puro, con tensión de compresión nula para mortero ordinario. De no existir resultados de ensayo, se asumirá $f_{vko}=0.1$ MPa.

σ'_m : Tensión de cálculo a compresión.

f'_m : Resistencia característica a compresión del muro.

En la tabla 2.4 se muestra los valores de la resistencia a cortante puro y los valores límites de la resistencia característica a cortante para distintos tipos de piezas de mampostería.

Tabla 2.4 Resistencia a cortante puro y límite de la resistencia característica a cortante.

Piezas de mampostería	Resistencia del mortero (MPa)	f_{vko} (MPa)	Límite de f_v (MPa)
silicocalcáreas	$f_m=12.4$	0.20	1.0
	$2.4 \leq f_m \leq 8.9$	0.15	1.0
	$f_m \leq 2.4$	0.10	1.0
hormigón	$f_m=12.4$	0.20	1.0
Piedra natural	$f_m=12.4$	0.10	1.0

De acuerdo a los datos de la tabla 2.4, la resistencia característica a cortante es:

Para bloques con resistencia a compresión de 7 MPa, $f_v = 0.280$

Para bloques con resistencia a compresión de 12 MPa, $f_v = 0.389$

Módulo a flexión y módulo a cortante de la mampostería.

Para calcular el valor de módulo a flexión de la mampostería aplicamos la siguiente fórmula:

$$E = 1000 * f'_m$$

Donde:

E: Módulo a flexión de la mampostería.

f'_m : Resistencia característica a compresión de la mampostería.

Tabla 2.5 Módulo a flexión de la mampostería.

Mampostería	f'_{bl} (MPa)	f'_{mnl} (MPa)	E (MPa)
Macizada	7	7.30	7300
	12	10.17	10170

El módulo a cortante de la mampostería se calcula con la siguiente formula:

$$G = 0.4 * E$$

Donde:

G: Módulo a cortante de la mampostería.

E: Módulo a flexión de la mampostería.

Tabla 2.6 Módulo a cortante de la mampostería.

Mampostería	f'_{bl} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
Macizada	7	7300	2920
	12	10170	4068

Densidad de la mampostería.

Según la NC-283 (2003), la densidad o peso específico para los muros portantes de 20 cm de espesor, tiene un valor de $\gamma = 2.8 \text{ kN/m}^2$, dividiendo este valor por el espesor del muro, se obtiene el peso por metro cúbico de muro: $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$, este peso no depende de la resistencia a compresión de los bloques.

Para la mampostería macizada, es necesario tener en cuenta que los bloques se rellenarán con hormigón por lo que la mampostería macizada tendrá mayor densidad que la mampostería simple. Para este caso tendrá un peso específico de $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$.

Resumen de las propiedades de los materiales a utilizar.

Para la mampostería macizada, en la tabla 2.7 se muestra un resumen de las propiedades anteriormente calculados para los materiales empleados.

Tabla 2.7 Propiedades de la mampostería.

f'_{bl} (MPa)	f'_M (MPa)	f'_{mnbl} (MPa)	F_v (MPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	G (MPa)
7	5.2	7.30	0.280	20	7300	2920
12	5.2	10.17	0.389	20	10170	4068

El hormigón empleado para los cerramientos, las losas de entrepiso y las losas de cubierta tiene las siguientes propiedades:

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$G = 9400 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$$

se utilizará, en todos los casos, un coeficiente de Poisson $\mu=0,2$.

2.3.2 Cargas actuantes sobre la edificación.

A. Cargas permanentes (CP).

Las cargas permanentes que actúan sobre las losas de entrepiso y cubierta están definidas en la NC-283 (2003).

Las distintas cargas que actúan sobre el entrepiso están compuestas por los siguientes materiales, con sus respectivas densidades:

- Relleno (8.0 cm de espesor): $0.18 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$.
- Mortero de cemento Portland (1.0 cm de espesor): 20 kN/m^3 .
- Losas hidráulicas (1.0 cm de espesor): $0.23 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$.
- Tener en cuenta el peso de los tabiques divisorios que se apoyarán sobre el entrepiso (bloques de 10 cm de espesor): 1.6 kN/m^2 .

$$CP_{\text{entrepiso}} = (0.18 * 8) + (20 * 0.01) + (0.23 * 1) + 1.6 = 3.47 \text{ kN/m}^2$$

Las cargas que actúan sobre la cubierta son los siguientes materiales con sus respectivas densidades:

- Enrajonado (15 cm de espesor): 18 kN/m²/cm
- Soladura (1.0 cm de espesor): 0.20 kN/m²/cm

$$CP_{\text{cubierta}} = (0.18 * 15) + (0.20 * 1) = 2.9 \text{ kN/m}^2$$

B. Cargas de uso (CU).

Según la NC-284 (2003) tenemos:

- Carga de uso para el entrepiso, habitaciones de viviendas no comunes (según uso): 1.75 kN/m².
- Carga de uso en balcones: 4.0 kN/m².
- Carga de uso en la cubierta (desagüe por tragante, pero no accesible al público): 2.0 kN/m².
- Carga de uso en la escalera: 3.6 kN/m².

C. Carga de sismo.

Para el análisis y diseño sísmico de estructuras de mampostería se utilizará el método simplificado o análisis estático equivalente. Según la NC-46 (2017) el método permite que las sollicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales (y también verticales) aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación.

Las cargas sísmicas actuarán como fuerzas concentradas en el centro de masa de cada nivel de edificio. La edificación se ha clasificado como obra ordinaria con un nivel de protección D.

además para el caso de esta investigación se considerará un tipo de perfil de suelo C, según la NC-46 (2017).

Perfil de terreno de tipo C: Son perfiles de suelos muy densos o roca blanda, de cualquier espesor que cumpla con cualquiera de los dos criterios: $N > 50$ o $S_u \geq 100$ kPa.

















Para la edificación se tomará en cuenta en cuanto al nivel de demanda sísmica sismo frecuente, sismo ordinario y sismo severo y en cuanto al nivel de desempeño se tomará en cuenta la ocupación inmediata, operativa y seguridad de vida (tabla 2.8).





Ocupación inmediata: supone que la edificación puede seguir operando luego de ocurrido un sismo y los elementos estructurales se mantendrán trabajando en el rango elástico. Los elementos no estructurales y el equipamiento no sufrirán ningún tipo de daño.

Continuidad de operación con daños menores: este nivel de diseño supone que la edificación puede seguir operando después de la ocurrencia de un sismo. Los elementos estructurales y equipamiento no sufrirán daños, aunque los elementos no estructurales podrán tener daños menores.

Seguridad de vida: Los elementos estructurales pueden sufrir daños localizados en puntos especificados que pueden ser reparables. En todos los casos no se producirán fallas que pongan en el peligro la vida de los ocupantes.

Tabla 2.8 Niveles de desempeño.

		Nivel de desempeño sísmico			
		Ocupación inmediata	Operativo	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Nivel de demanda sísmica	Sismo Frecuente 20 % en 50 años (PR = 225 años)				
	Sismo Ordinario 10 % en 50 años (PR = 475 años)				
	Sismo Severo 5 % en 50 años (PR = 808 años)				
	Sismo Extremo 3 % en 50 años (PR = 1642 años)				

 Ordinarias o normales
  Importantes y esenciales
  Críticas
 Desempeño inaceptable

Desempeño no aceptable en construcciones nuevas

Para calcular la altura límite del edificio de mampostería reforzada se tendrá en total 6 modelos, de los cuales 3 modelos son para bloques de 7 MPa y 3 modelos son para bloques de 12 MPa.

Modelo 1: Ocupación inmediata para un sismo mínimo: Con 20% de probabilidad de ser excedido en 50 años y para un periodo de retorno (PR) de 225 años; con un factor de escala (K_d) de 0.50.

Modelo 2: Continuidad de operación con daños menores para un sismo ordinario: Con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años y para un periodo de retorno de 475 años; $K_d=0.66$

Modelo 3: Seguridad de vida para un sismo severo: Con un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años para un periodo de retorno de 808 años; $K_d=0.80$

El caso a desarrollar para el cálculo de sismo será el modelo 1 (ocupación inmediata), para mampostería de bloques de 7 MPa. El proceso de cálculo de los demás modelos se muestra en los anexos correspondientes por cada cálculo realizado.

Parámetros iniciales:

Son los parámetros S_s y S_1 cuyos valores se obtienen a partir de la tabla 1 de la NC-46 (2017). Como el caso de estudio se encuentra en la provincia de Santiago de Cuba, municipio Santiago de Cuba y además se encuentra en la zona 5, los valores de los parámetros son: $S_s(g)=1.035$ y $S_1(g)=0.428$.

Donde:

S_s : Ordenada espectral de periodo corto.

S_1 : Ordenada espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

Zona 5: De peligro sísmico muy alto en Cuba que puede ocasionar daños graves en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las construcciones y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima para el cálculo S_a estarán entre (0.80-1,10) g para periodos cortos (S_s) y entre (0.30-0.50) g para periodos largos (S_s).

Tabla 2.9 Peligro sísmico en las diferentes zonas de Cuba por municipios.

No.	Provincia	Municipio	Cod. Munic.	$S_0(g)$	$S_s(g)$	$S_1(g)$	$T_L(s)$	Zona
149	Granma	Guisa	1213	0,297	0,556	0,208	8,0	4
150	Santiago de Cuba	Contramaestre	1301	0,280	0,538	0,214	8,0	4
151	Santiago de Cuba	Mella	1302	0,277	0,514	0,203	8,0	4
152	Santiago de Cuba	San Luís	1303	0,316	0,619	0,257	7,0	4
153	Santiago de Cuba	El Frente	1304	0,241	0,472	0,200	8,0	3
154	Santiago de Cuba	Songo-La Maya	1305	0,352	0,806	0,321	7,0	5
155	Santiago de Cuba	Santiago de Cuba	1306	0,513	1,035	0,428	6,0	5

Ajustes por clase de sitio.

El valor de S_s y S_1 deberá ser ajustado a las condiciones en la superficie, según el perfil del suelo que cubra el basamento en el sitio. Esto podrá hacerse mediante la siguiente ecuación:

$$S_{CS} = S_s * F_a$$

$$S_{1S} = S_1 * F_v$$

Donde:

S_{CS} : Ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con periodo de vibración corto 0.2 segundos.

S_{1S} : Ordenada espectral correspondiente al periodo de vibración de 1 segundo.

F_a : Coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos:

El valor de coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos (F_a), se obtiene a partir de la tabla 2.10, según la aceleración espectral para periodo corto y clase de sitio.

Tabla 2.10 Coeficiente de sitio F_a .

Clase de sitio	Aceleración espectral para periodo corto, S_s (0,2 s)				
	$S_s \leq 0,30$	$S_s = 0,40$	$S_s = 0,50$	$S_s = 0,80$	$S_s \geq 1,00$
A	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,20	1,20	1,20	1,10	1,00
D	1,60	1,50	1,40	1,20	1,00
E	2,35	2,00	1,70	1,15	0,90
F	Se requiere evaluación específica (Ver Apartado 4.6.1)				
NOTA: Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_s					

F_v : Coeficiente de sitio para periodos largos: Se obtiene de la tabla 2.11.

Tabla 2.11 Coeficiente de sitio F_v .

Clase de sitio	Aceleración espectral para periodo largo, S_1 (1,0 s)				
	$S_1 \leq 0,06$	$S_1 = 0,15$	$S_1 = 0,20$	$S_1 = 0,30$	$S_1 \geq 0,50$
A	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,70	1,65	1,60	1,50	1,30
D	2,40	2,20	2,00	1,80	1,50
E	3,50	3,35	3,20	2,80	2,40
F	Se requiere evaluación específica (Ver Apartado 4.6.1)				
NOTA: Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .					

De la tabla 2.10 y 2.11, los valores de F_a y F_v son 1.00 y 1.372 respectivamente.

Ajustes por intensidades sísmicas especiales.

Como el caso de estudio se encuentra ubicado en la provincia de Santiago de Cuba el valor de S_s y S_1 deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio a través de las siguientes ecuaciones:

$$S_{CS} = S_s * F_a * N_a$$

$$S_{1S} = S_1 * F_v * N_v$$

Donde:

N_a y N_v son los factores que se aplican por la proximidad de las amenazas especiales, que dependen del tipo de fuente sísmica y de la distancia horizontal más cercana a fuente sísmica.

Tabla 2.12 Factor N_a para periodos cortos de vibración.

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ¹		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0
NOTA 1: Tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.			
NOTA 2: Utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.			

Tabla 2.13 Factor N_v para periodos largos de vibración.

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ¹			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0
NOTA 1: Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.				
NOTA 2: Utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.				

De la tabla 2.9 y 2.10, los valores de N_a y N_v son 1.00 y 1.00 respectivamente ya que las fallas se encuentran a más de 15 km.

$$S_{CS} = S_s * F_a * N_a = 1.035 \times 1.00 \times 1 = 1.035$$

$$S_{1S} = S_1 * F_v * N_v = 0.428 \times 1.372 \times 1 = 0.587$$

Espectro calibrado al nivel de diseño requerido.

Espectro calibrado al nivel de diseño requerido está dada por la siguiente forma:

$$S_{DS} = S_{CS} * K_d$$

$$S_{D1} = S_{1S} * K_d$$

Donde:

S_{DS} : Aceleración espectral de diseño para periodo corto.

S_{D1} : Aceleración espectral de diseño para periodo largos.

K_d : Factor de escala: 0.50

$$S_{DS} = S_{CS} * K_d = 1.035 * 0.50 = 0.518$$

$$S_{D1} = S_{1S} * K_d = 0.587 * 0.50 = 0.294$$

Periodo de esquina del espectro.

Periodo de esquina del espectro se calcula con la siguiente fórmula:

$$T_o = 0,2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 * T_a$$

Donde:

T_a y T_s son periodos de esquina de espectro.

$$T_o = 0,2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 * \frac{0.294}{0.518} = 0.114$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 * T_o = 5 * 0.114 = 0.570$$

$T_L(s)$: Periodo de transición de periodo largo: De acuerdo a la tabla 2.6 el valor de periodo de transición de periodo largo es 6.

Periodo fundamental de vibración de una edificación (T).

Los periodos utilizados para el cálculo de la carga sísmica en cada dirección de análisis y para cada nivel de desempeño fueron obtenidos a partir del modelo realizado en el software de análisis y diseño estructural ETABS. Para lo cual se le asignó las cargas muertas y vivas sobre las losas de entepiso y cubierta.

A partir de los periodos dados por el programa se decidió tomar para cada modelo el periodo de vibración más grande y trabajar con el mismo, ya sea en la dirección del eje “X” o eje “Y”.

El periodo obtenido para el modelo 1 es: $T_x = 0.464$ y $T_y = 0.559$.

Ordenadas espectrales (S_a).

Las ordenadas S_a para cualquier periodo de vibración (T) se calcula por la gráfica de la figura 2.2.

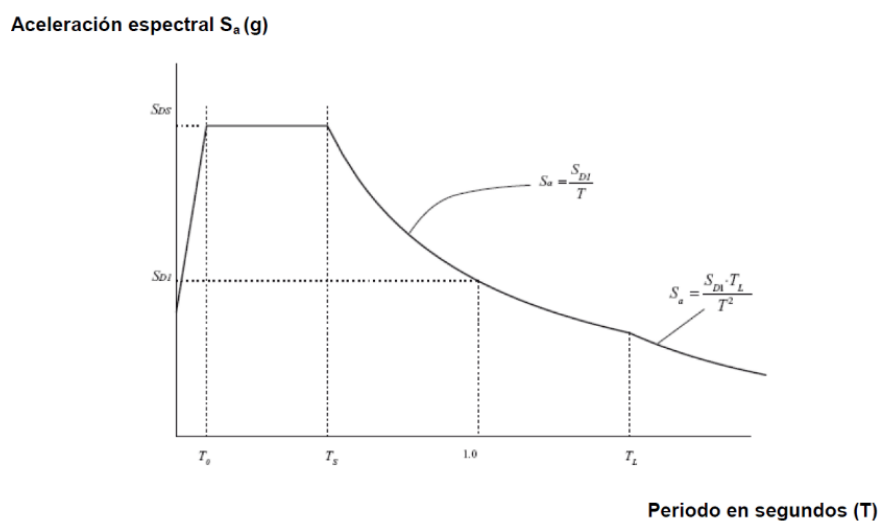


Figura 2.2 Espectro de diseño de respuesta sísmica.

Donde:

$$S_a = S_{DS} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{para } T < T_0$$

$$S_a = S_{DS} \quad \text{para } T_0 < T < T_s$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{para } T_s < T < T_L$$

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad \text{para } T > T_L$$

Para cada dirección de análisis crítica obtenida por el programa ETABS, los valores de la ordenada espectral $S_a(T)$ son:

Para la dirección del eje “X”:

$$S_a = S_{DS} = 0.518, \text{ para } 0.114 < 0.464 < 0.570 \text{ segundos.}$$

Para la dirección del eje “Y”:

$$S_a = S_{DS} = 0.518, \text{ para } 0.114 < 0.559 < 0.570 \text{ segundos.}$$

Coeficiente sísmico al límite de cedencia (C_s).

El coeficiente sísmico (C_s) en cada dirección de análisis se establecerá de la manera siguiente:

$$C_s = \frac{S_a}{R}$$

Donde:

R: Factor de reducción de respuesta sísmica: Depende de las características genéricas del sistema estructural.

Como el caso de estudio está compuesto por muros de carga, se considerará sistema de muros (E2).

Sistema de muros (E2): Es un sistema formado por losas actuando como diafragmas en el plano horizontal, sostenidas por muros estructurales. Los muros soportarán todas las solicitaciones horizontales y la parte de solicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria.

El valor de factor de reducción de respuesta sísmica para el edificio de este caso es $R=3,5$.

El coeficiente sísmico (C_s) para cada dirección de análisis crítico es:

Para la dirección del eje "X":

$$C_s = \frac{S_a}{R} = \frac{0.518}{3.5} = 0.148$$

Para la dirección del eje "Y":

$$C_s = \frac{S_a}{R} = \frac{0.518}{3.5} = 0.148$$

Valores mínimos de C_s :

$$C_s \geq 0,044 * S_{DS} \geq 0,01$$

$$C_s = 0.044 * 0.518 = 0.023$$

Valores máximos de C_s :

$$C_s \leq \frac{S_{D1}}{T * R} \quad \text{para } T \leq T_L$$

$$\text{Para la dirección del eje "X": } C_s \leq \frac{0.294}{0.464 * 3.5} = 0.181$$

Para la dirección del eje “Y”: $C_S \leq \frac{0.294}{0.559 \cdot 3.5} = 0.150$

Periodo de vibración empírico (T_a).

Según la NC-46 (2017) el periodo fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica como:

$$T_a = C_T(h_n)^X$$

Donde:

h_n : altura total del edificio en metros (33.6 m).

$C_T = 0,047$ y $X = 0,85$ por ser el edificio un sistema estructural E2.

$$\text{Por lo que } T_a = 0.047 * (33.6)^{0.85} = 0.932$$

La norma (NC-46 (2017)) establece que los periodos de oscilación (T) de la edificación deben ser $T \leq 4T_a$, por lo que:

Para la dirección del eje “X”: $0.464 \leq 4 * 0.932 = 3.728$ (cumple).

Para la dirección del eje “Y”: $0.559 \leq 4 * 0.932 = 3.728$ (cumple).

Para el cálculo de las ondas espectrales de los restantes 5 modelos se hace el mismo procedimiento que para el modelo 1. Los resultados obtenidos se encuentran en el anexo A.

Cortante basal al límite de cedencia.

El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación en cada dirección de análisis, se representó por medio del Cortante Estático Equivalente al Límite de Cedencia en la base de la estructura o simplemente Cortante Basal Estático a Cedencia (V_B) mediante la siguiente fórmula:

$$V_B = C_S * W_S$$

Donde:

W_S : Peso sísmico efectivo: Se obtiene a partir de la suma de la carga permanente (muerta) total de la edificación y el 25% de la carga de uso (viva).

El peso sísmico efectivo (W_S) del edificio diseñado se saca del programa ETABS, donde el valor obtenido para el modelo 1 es de 45033 kN.

Por lo tanto, el valor de cortante basal quedaría de la siguiente forma:

Para el eje "X": $V_B = 0.148 * 45033 = 6665 \text{ kN}$.

Para el eje "Y": $V_B = 0.148 * 45033 = 6665 \text{ kN}$.

Distribución vertical de las fuerzas sísmicas (F_x).

El cortante basal de cedencia (V_B) se distribuirá a lo alto del edificio de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$F_X = C_{VX} * V_B$$

Donde:

$$C_{VX} = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i * h_i^k)}$$

h_x : Altura del nivel x sobre la base.

Para el eje "X":

$k = 1$, para $T_X = 0.464 \leq 0.50$ segundos.

Para el eje "Y":

$k = 0.75 + 0.5 * T_Y = 0.75 + 0.5 * 0.559 = 1.03$, para $0.5 < T_Y = 0.559 \leq 2.5$ segundos.

En la tabla 2.14 y 2.15 se muestran los resultados de la distribución de las fuerzas sísmicas para cada dirección de análisis crítica y para cada nivel de diseño. De los restantes 5 modelos se puede apreciar en el anexo B.

Tabla 2.14 Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_x) para el modelo 1 de bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _x (kN)	0.30F _x
12	0.148	33.6	2983.98	1	33.6	100261.83	0.124	6665	828.51	248.55
11		30.8	3821.84	1	30.8	117712.61	0.146	6665	972.71	291.81
10		28.0	3821.84	1	28.0	107011.46	0.133	6665	884.29	265.29
9		25.2	3821.84	1	25.2	96310.32	0.119	6665	795.86	238.76
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.106	6665	707.43	212.23
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.093	6665	619.00	185.70
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.080	6665	530.57	159.17
5		14.0	3821.84	1	14.0	53505.73	0.066	6665	442.14	132.64
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.053	6665	353.71	106.11
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.040	6665	265.29	79.59
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.027	6665	176.86	53.06
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.013	6665	88.63	26.59
	Σ		45032.87			806561.77	1		6665	

Tabla 2.15 Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_y) para el modelo 1 de bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _y (kN)	0.30F _y
12	0.148	33.6	2983.98	1.03	37.3	111410.42	0.126	6665	840.23	252.07
11		30.8	3821.84	1.03	34.1	130460.64	0.148	6665	983.90	295.17
10		28.0	3821.84	1.03	30.9	118261.95	0.134	6665	891.90	267.57
9		25.2	3821.84	1.03	27.8	106099.86	0.120	6665	800.18	240.05
8		22.4	3821.84	1.03	24.6	93978.33	0.106	6665	708.76	212.63
7		19.6	3821.84	1.03	21.4	81902.29	0.093	6665	617.69	185.31
6		16.8	3821.84	1.03	18.3	69878.06	0.079	6665	527.00	158.10
5		14.0	3821.84	1.03	15.2	57914.08	0.066	6665	436.77	131.03
4		11.2	3821.84	1.03	12.0	46022.14	0.052	6665	347.09	104.13
3		8.4	3821.84	1.03	9.0	34219.99	0.039	6665	258.08	77.42
2		5.6	3821.84	1.03	5.9	22537.51	0.026	6665	169.97	50.99
1		2.8	3830.51	1.03	2.9	11061.89	0.013	6665	83.43	25.03
	Σ		45032.87			883747.17	1		6665	

2.3.3 Combinaciones de cargas.

Según la NC-46 (2017), se utilizarán las combinaciones de cargas para establecer las sollicitaciones que controlan el diseño por resistencia.

Efectos de demandas sísmicas horizontales S_h .

Las sollicitaciones axiales, cortantes y de flexión derivados de demandas sísmicas horizontales se denotarán por:

$$S_h = \Omega_r * CS$$

Donde:

Ω_r : Factor de sobre resistencia: Se usará para incrementar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura.

Para mampostería reforzada el factor de sobre resistencia (Ω_r) es 2.5.

CS: Carga de sismo calculado por el método de cortante basal ya sea en el eje.

Efectos de demandas sísmicas verticales S_v .

Las sollicitaciones axiales, cortantes y de flexión derivados de demandas sísmicas horizontales se obtendrán por:

$$S_v = S_{vD} * G$$

$$S_{vD} = 0.20 * S_{DS}$$

Donde:

S_{DS} : Ordenada espectral de periodo corto.

G: Cargas muertas o permanentes.

Q: Cargas vivas o de uso.

Las combinaciones que se utilizarán son las siguientes:

En dirección del eje "X"

$$1.2G + Q + S_v + S_{hx}$$

$$1.2G + Q + S_v - S_{hx}$$

$$1.2G + Q + S_v + S_{hx} + 0.30S_{hy}$$

$$1.2G + Q + S_v + S_{hx} - 0.30S_{hy}$$

$$1.2G + Q + S_v - S_{hx} + 0.30S_{hy}$$

En dirección del eje "Y"

$$1.2G + Q + S_v + S_{hy}$$

$$1.2G + Q + S_v - S_{hy}$$

$$1.2G + Q + S_v + S_{hy} + 0.30S_{hx}$$

$$1.2G + Q + S_v + S_{hy} - 0.30S_{hx}$$

$$1.2G + Q + S_v - S_{hy} + 0.30S_{hx}$$

$$\begin{aligned}
 &1.2G + Q + S_v - Sh_x - 0.30Sh_y \\
 &0.9G - S_v + Sh_x \\
 &0.9G - S_v - Sh_x \\
 &0.9G - S_v + Sh_x + 0.30Sh_y \\
 &0.9G - S_v + Sh_x - 0.30Sh_y \\
 &0.9G - S_v - Sh_x + 0.30Sh_y \\
 &0.9G - S_v - Sh_x - 0.30Sh_y \\
 &Q + G + CS_x + 0.30CS_y
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &1.2G + Q + S_v - Sh_y - 0.30Sh_x \\
 &0.9G - S_v + Sh_y \\
 &0.9G - S_v - Sh_y \\
 &0.9G - S_v + Sh_y + 0.30Sh_x \\
 &0.9G - S_v + Sh_y - 0.30Sh_x \\
 &0.9G - S_v - Sh_y + 0.30Sh_x \\
 &0.9G - S_v - Sh_y - 0.30Sh_x \\
 &Q + G + CS_y + 0.30CS_x
 \end{aligned}$$

Donde:

G: Cargas muertas o permanentes.

Q: Cargas vivas o de uso.

Sh_x: Efectos de demandas sísmicas en el eje “X”.

Sh_y: Efectos de demandas sísmicas en el eje “Y”.

S_v: Efectos de demandas sísmicas verticales.

CS_x: Carga de sismo en “X”.

CS_y: Carga de sismo en “Y”.

2.4 Determinación de la altura máxima del edificio, para muros de mampostería reforzada, compuesta por bloques de 7 MPa y de 12 MPa de resistencia a compresión.

A continuación, se determinarán las alturas máximas del edificio para mampostería reforzada con bloques de 7 MPa y de 12 MPa de resistencia característica a compresión.

El coeficiente ϕ de reducción de la resistencia es de 0.8 para el caso de flexo compresión para mampostería reforzada y 0.6 para mampostería reforzada en caso del diseño a cortante. Además, hay que calcular el coeficiente β , que tiene en cuenta la esbeltez de los muros.

La esbeltez de todos los muros de carga del edificio tiene un valor de 14 que se obtiene por la ecuación: $\lambda = H/t$; donde H es la altura libre del muro (2.8 m) y t es el espesor del muro (0.20 m). Con el valor calculado de la esbeltez y con una excentricidad de

carga con respecto al centro del muro de menos de $0.05 \cdot t$, se obtiene el coeficiente $\beta=0.89$ de la tabla que aparece en la NC-774 (2012).

El valor de desplazamiento admisible para cargas de sismo se considerará como $H/600$, donde H es la altura total del edificio.

Para encontrar la altura límite del edificio de mampostería reforzada, es necesario conocer el área de acero máxima que se le puede proporcionar a un elemento sometido a flexo compresión para la cuantía máxima de acero.

Según la NC-7 (1998), la calidad de acero que se utilizara para el edificio de mampostería reforzada es de G-40. La máxima cuantía de refuerzo es:

$$W_{\text{máx}} = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0.04$$

Donde:

$W_{\text{máx}}$: Cuantía máxima de refuerzo (0.04).

b : Espesor del muro (20 cm).

h : Peralto total del muro (450 cm).

De la expresión anterior se obtiene que el área de refuerzo máximo es de:

$$A_{s_{\text{máx}}} = 360 \text{ cm}^2$$

El área de refuerzo anterior equivale a 34 barras de diámetro 36 mm en cada uno de las caras de la sección de forma simétrica. La distribución del refuerzo en la sección transversal se muestra en la siguiente figura 2.3:

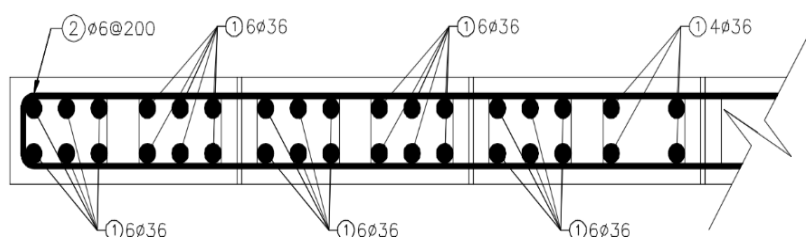


Figura 2.3 Distribución del refuerzo del tímpano de mampostería.

Para determinar la máxima capacidad resistente del tímpano reforzado de esta manera es necesario realizar el diagrama de interacción de la sección con esta cuantía de tal forma que se determine el máximo valor de M_u y el máximo valor de P_u los cuales es capaz de resistir el tímpano. Como se quiere incrementar la altura del edificio

sometido a flexo compresión, es de esperar que la máxima altura se logre en una zona en la cual haya un predominio de la flexión sobre la compresión. Es por ello que el diagrama de interacción de la sección se va a determinar en los dominios donde predomine la flexión. Estos dominios son los dominios 2, 3, 3a y 4.

DOMINIO 2: Flexión simple o compuesta con predominio de la flexión. Para este dominio $0 < \epsilon'_m < 0.0035$ y la deformación del refuerzo en tracción, a partir del estado de referencia, es $\epsilon_s = 0.01$. En este dominio ($0 < x < 0.259 d$) y ($0 < k < 0.259$). En la siguiente figura se muestra el rango de infinitos estados deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 2.

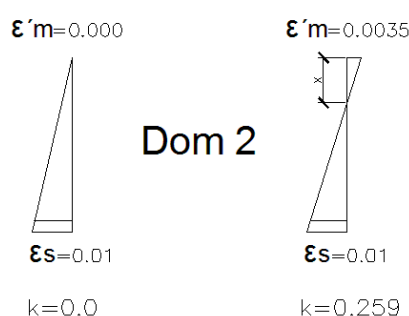


Figura 2.4 Estados de deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 2.

DOMINIO 3: Flexión simple o compuesta en la zona de transición. La mampostería alcanza su deformación máxima a compresión $\epsilon'_m = 0.0035$, mientras que la deformación del refuerzo traccionado, a partir del estado de referencia, tiene valores entre 0.005 y 0.01 por lo que tratándose de aceros con resistencia a la fluencia inferior a 1000 MPa, que son en realidad los que se comercializan, se garantiza que alcanzan su resistencia de fluencia. En este dominio ($0.259 d < c < 0.412 d$) y ($0.259 < k < 0.412$). En la siguiente figura se muestra el rango de infinitos estados deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 3.

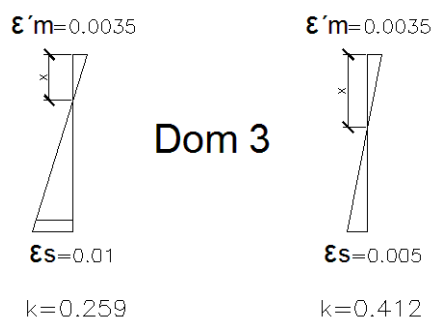


Figura 2.5 Estados de deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 3.

DOMINIO 3a: Flexión simple o compuesta con predominio de la flexión. La deformación máxima de la mampostería a compresión continúa siendo 0.0035 y la deformación del acero en tracción varía entre el valor de fluencia ($\epsilon_y < \epsilon_s < 0.005$), por lo cual trabaja a la resistencia nominal de fluencia. En este dominio ($0.412 d < c < k_b d$) y ($0.412 < k < k_b$).

El valor de k_b no es único debido a que depende de la deformación de fluencia que a su vez depende del tipo de acero a emplear. Los valores de k_b son:

$$k_b = 0.7 \text{ Acero (G - 40)}$$

$$k_b = 0.625 \text{ Acero (G - 60)}$$

En la siguiente figura se muestra el rango de infinitos estados deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 3a.

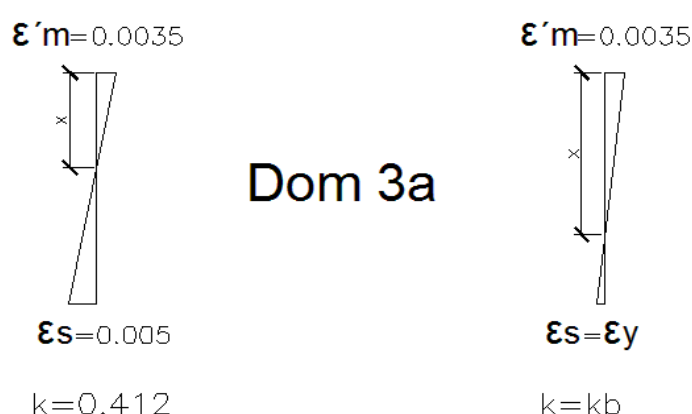


Figura 2.6 Estados de deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 3a.

DOMINIO 4: Flexión simple o compuesta con predominio de la compresión. La deformación máxima de la mampostería a compresión vuelve a ser 0.0035 y la deformación del acero en tracción varía entre cero y el valor de fluencia ($0 < \epsilon_s < \epsilon_y$), por lo cual trabaja a valores menores que su resistencia nominal de fluencia. En este dominio ($k_b d < c < d$) y ($k_b < k < 1$).

En la siguiente figura se muestra el rango de infinitos estados deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 4.

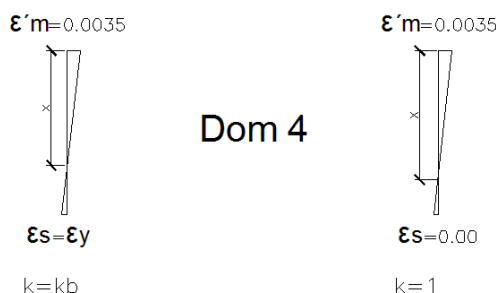


Figura 2.7 Estados de deformacionales últimos pertenecientes al Dominio 4.

Para calcular el momento flector resistente de una sección puede adoptarse como simplificación a una distribución rectangular de tensiones, según la figura 2.8.

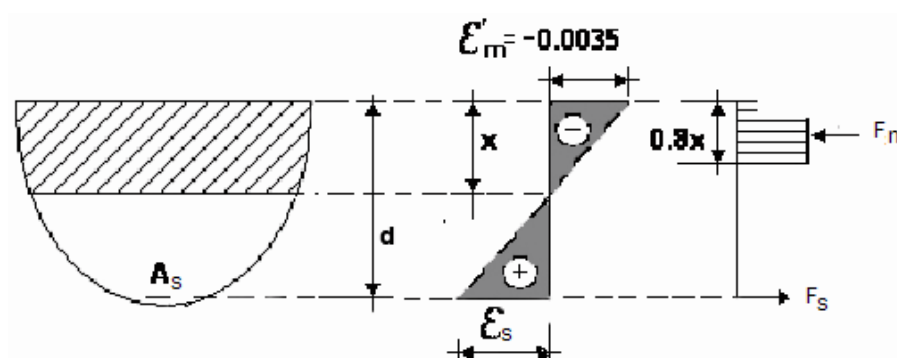


Figura 2.8 Diagrama rectangular simplificado de tensiones: Fuente. NC-774 (2012)

Las ecuaciones para la realización del diagrama de interacción se obtienen de realizar sumatoria de momentos con respecto al centroide de la sección y sumatoria de fuerzas resultantes en la sección se obtiene:

$$P_{\mu} = \phi * \beta (0.8 * f'_m * 0.8 * x * t + A'_s * f_y - A_s * f_y)$$

$$M_{\mu_{\max}} = \phi \left[0.8 * f'_m * 0.8 * x * t * \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8x}{2} \right) + A'_s * \left(\frac{h}{2} - d'_s \right) + A_s * \left(\frac{h}{2} - d_s \right) \right]$$

Donde:

f'_m : Resistencia del muro a compresión.

t: Espesor del muro (0.20 m).

f_y : Tensión de fluencia del acero (300 MPa).

A'_s : Área del acero en compresión.

A_s : Área del acero en tracción.

d'_s : Recubrimiento mecánico del acero en compresión.

d_s : Recubrimiento mecánico del acero en tracción.

x : Profundidad de la línea neutra.

En dependencia de la deformación que tengan las diferentes camadas de acero, si entran en fluencia o no, así será el aporte de las fuerzas, así como de los momentos de las barras de acero en los diferentes estados deformacionales de la sección.

Los dominios en los cuales se desarrollará el diagrama de interacción son los dominios 2, 3, 3a y 4, de los cuales se conocen los diferentes valores que puede tomar k . Los diferentes valores que se tomaron de k para el diagrama de interacción se muestran en la siguiente figura 2.9:

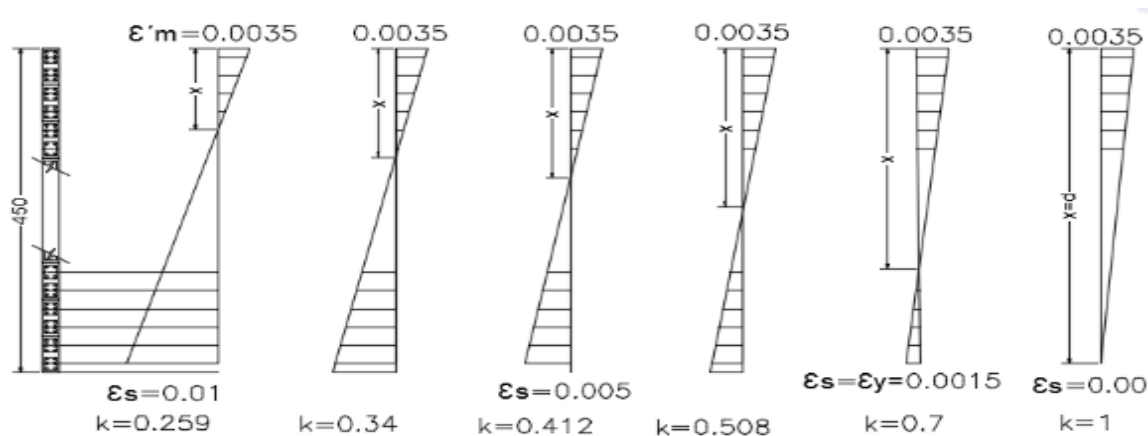


Figura 2.9 Valores de k (cm) empleados en el diagrama de interacción.

Los valores de k corresponden con los siguientes valores de profundidad de línea neutra:

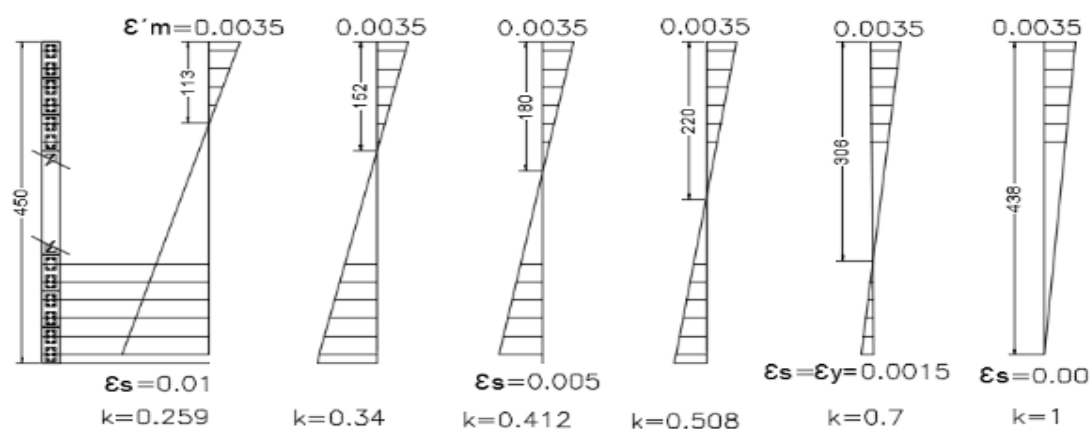


Figura 2.10 Valores de X (cm) para los valores de k .

Con los valores de la línea neutra (x) y conjuntamente con los valores de las deformaciones de todas las camadas de refuerzo tanto los que quedan en compresión

como los que están en tracción para cada estado deformacional se obtienen los pares ordenados de M_u y P_u para realizar el diagrama de interacción. Los valores de M_u y P_u obtenidos se muestran en la tabla 2.16.

Tabla 2.16 Valores de M_u y P_u obtenidos para realizar el diagrama de iteración.

k (cm)	X (cm)	Para 12 MPa		Para 7 MPa	
		M_u (kN.m)	P_u (kN)	M_u (kN.m)	P_u (kN)
0.259	112	23803.000	-1729.000	23206.000	-2024.490
0.350	152	26257.180	117.230	25523.690	-284.610
0.412	180	27313.150	1068.100	26503.780	597.290
0.508	220	27262.390	1944.000	27176.510	1369.100
0.700	306	23704.120	6195.860	22781.400	5362.630
1.000	438	14816.190	11360.960	14173.180	10216.630

En la siguiente figura se muestra el diagrama de iteración para mampostería de 7 MPa y 12 MPa respectivamente.

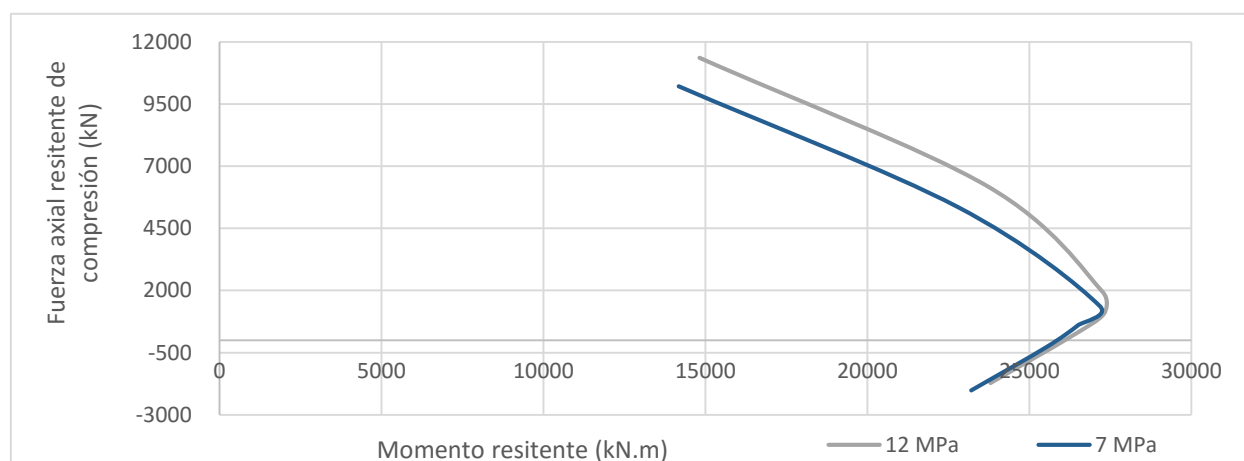


Figura 2.11 Diagrama de iteración para bloques de 7 MPa y 12 MPa.

Con estos valores a través de la expresión de Navier se pueden obtener las máximas tensiones normales que es capaz de resistir el tímpano en cada dominio por lo que el edificio podrá crecer en altura empleando la mampostería reforzada siempre y cuando las tensiones actuantes sean menores que estos valores. La expresión de Navier es de la siguiente forma:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{P_u}{A_m} \pm \frac{M_u}{I} * y$$

Donde:

$$y = h/2$$

h: Peralto total del muro (450 cm).

I: Inercia.

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

A_m : Área de la sección del muro.

En la tabla 2.17 se muestran los valores de la tensión máxima de edificios de mampostería reforzada para bloques de resistencia característica de 7 MPa y 12 MPa.

Tabla 2.17 Tensión máxima para mampostería reforzada de bloques de 7 MPa y 12 MPa de resistencia característica a compresión.

Bloque de hormigón	Tensión máxima admisible	
	$\sigma_{comp.}$ (MPa)	$\sigma_{trac.}$ (MPa)
7 MPa	41.75	38.57
12 MPa	42.52	39.24

Derivas ultimas máximas tolerables [Δ_{Umax}]:

Según la NC-46 (2017) depende del tipo de estructura y clasificación de obra. Para el caso de estudio de edificios de mampostería reforzada para obras ordinarias, la deriva ultima máxima tolerable es de $0.020h_p$.

donde:

h_p : altura del piso para el que se calcula la deriva (2.8 m).

$$[\Delta_{Umax}] = 0.020$$

Valores máximos admisibles [Δ_{cp}]:

Con las derivas ultimas máximas tolerables se establecen las derivas admisibles.

$$[\Delta_{CP}] = \frac{1.2 * [\Delta_{Umax}]}{C_d} = \frac{1.2 * 0.020}{3} = 0.0080$$

Donde:

C_d : Coeficiente de amplificación de deformación lateral. Se utilizará para estimar la máxima deriva elástica que puede incurrir una estructura a partir de la máxima deriva post-elástica admisible.

La deriva mayor del piso no será mayor que $1.2 * [\Delta_{U_{m\acute{a}x}}]$, de lo contrario habrá que reducir Δ_{CP} hasta que:

$$\Delta_{CP_{mayor}} \leq \frac{1,2 * [\Delta_{U_{m\acute{a}x}}]}{C_d}$$

2.4.1 Para bloques de 7 MPa de resistencia a compresión.

Para calcular la altura límite del edificio de mampostería reforzada para bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa se tendrán 3 modelos, los cuales son los siguientes: **Modelo 1.** ocupación inmediata para un sismo mínimo con un 20% de probabilidad de ser excedido en 50 años y para un periodo de retorno (PR) de 225 años, **Modelo 2.** Continuidad de operación con daños menores para un sismo ordinario con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años y para un periodo de retorno de 475 años y **Modelo 3.** Seguridad de vida para un sismo severo con un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años para un periodo de retorno de 808 años.

Modelo 1: Ocupación inmediata para un sismo mínimo con un 20% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Para el modelo 1 de mampostería reforzada, con bloques de 7 MPa, se comenzó modelando un edificio de 13 niveles (36.4 m). Luego de introducir en el programa ETABS las propiedades de los materiales, las cargas actuantes y las combinaciones de carga, se procedió al cálculo de la estructura.

Los muros de mampostería reforzada se comprobarán comparando con las tensiones máximas admisibles calculadas para la cuantía máxima de acero de refuerzo. Los valores admisibles se presentan en la tabla 2.18.

Tabla 2.18 Valores admisibles de tensiones, desplazamientos y derivas para un edificio de 13 niveles de mampostería reforzada de 7 MPa.

	Valores admisibles
Tensión máxima admisible	41.75 MPa
H/600	6.10 cm
Deriva	0.0080 (adimensional)

Para este modelo, los valores de tensiones normales, desplazamientos máximos y derivas máximas actuantes obtenidas se muestran en la tabla 2.19 en comparación con los valores máximos admisibles.

Tabla 2.19 Resultados para edificios de 13 niveles de mampostería reforzada con bloques de 7 MPa.

	Valores admisibles	Valores máximos
Tensión normal	41.75 MPa	28.24 MPa
Desplazamientos	6.10 cm	7.27 cm
Deriva	0.0080	0.0023

Los valores obtenidos de derivas y desplazamientos fueron obtenidos para la combinación de estado límite de servicio (ELS) en la dirección del eje “X” (CP + CU + CSx + 0.30CSy). El valor obtenido para la tensión normal fue para la combinación de 1.2G + Q + Sv - Shx – 0.30Shy, en la dirección del eje “X”, siendo esta la dirección más desfavorable. En la tabla anterior se aprecia que los desplazamientos máximos actuantes superan a los permisibles exigidos por la norma.

A partir de lo anterior, se puede concluir que el modelo 1 de mampostería reforzada con bloques de 7 MPa de resistencia a compresión resiste las tensiones normales producidas por las cargas actuantes, además de que la deriva máxima debido a estas cargas es permisible. Pero, como el desplazamiento máximo tiene un valor superior que el admisible, se requiere disminuir un nivel.

La tabla 2.20 muestra los resultados obtenidos para la propuesta de 12 niveles (33.6 m).

Tabla 2.20 Resultados para edificios de 12 niveles de mampostería reforzada con bloques de 7 MPa.

	Valores admisibles	Valores máximos
Tensión normal	41.75 MPa	24.81 MPa
Desplazamientos	5.60 cm	5.58 cm
Deriva	0.0080	0.0019

Las figuras 2.12, 2.13 y 2.14 muestran la distribución de tensiones, los desplazamientos y las derivas respectivamente.

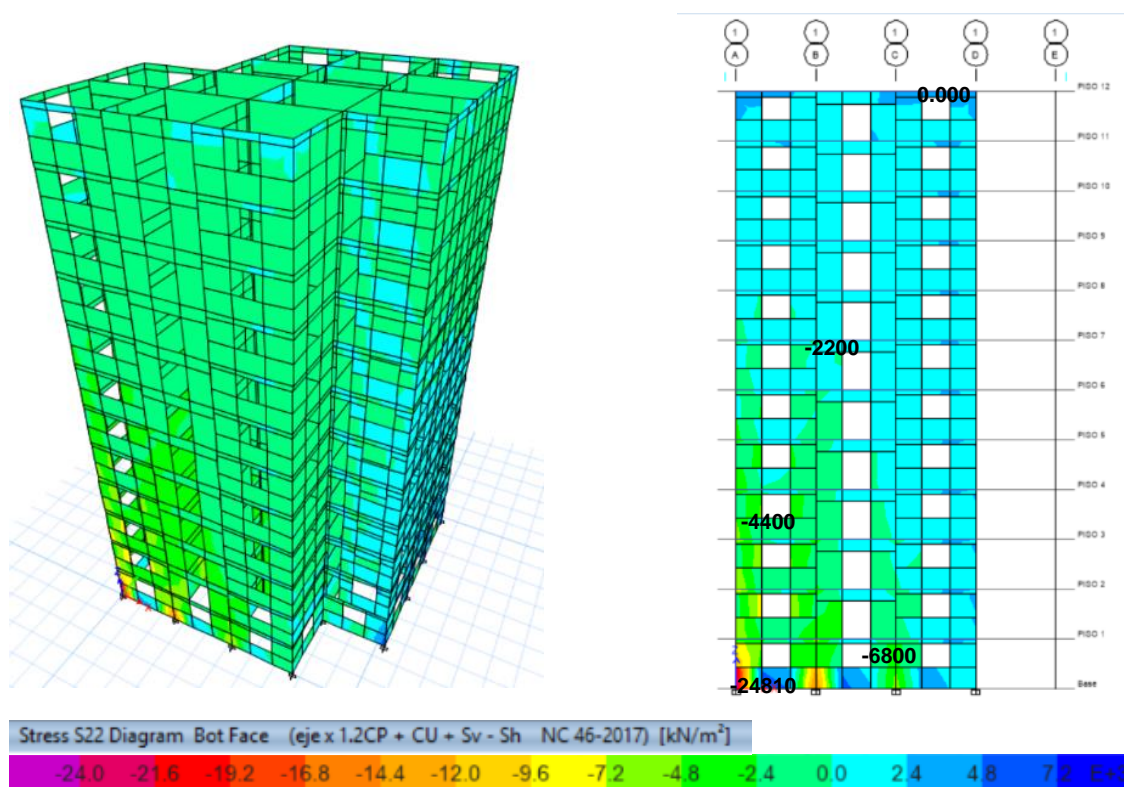


Figura 2.12 Tensiones normales (MPa).

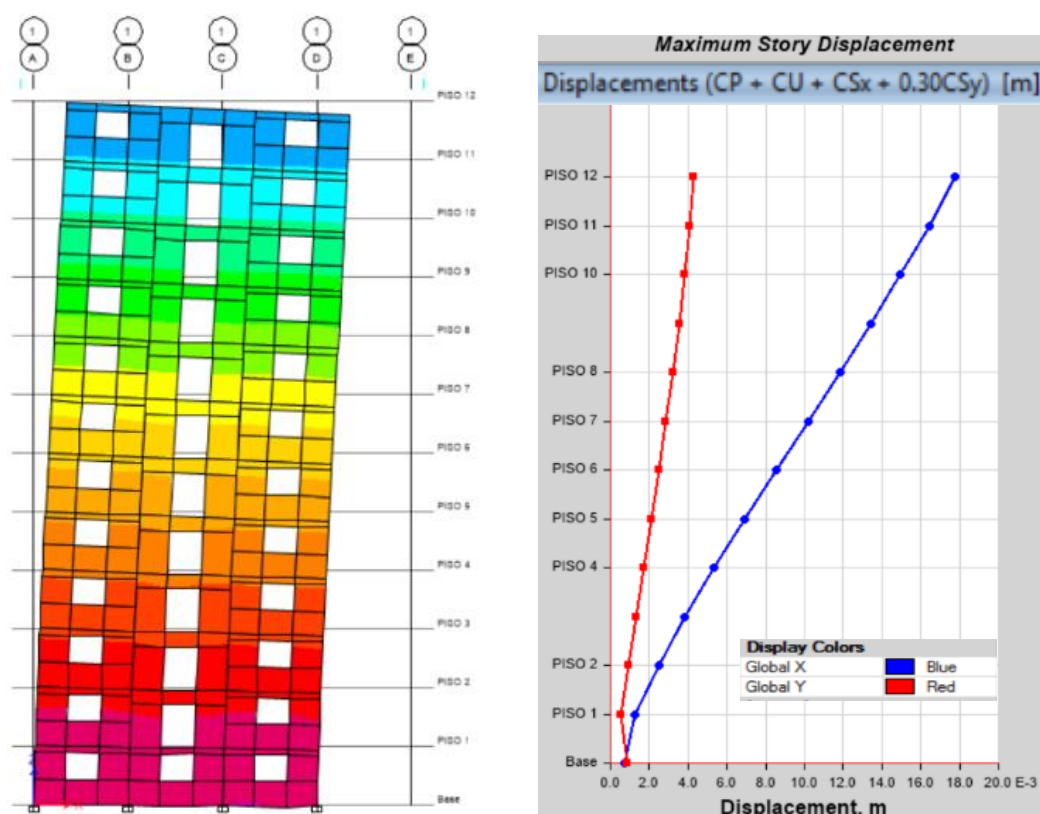


Figura 2.13 Desplazamientos.

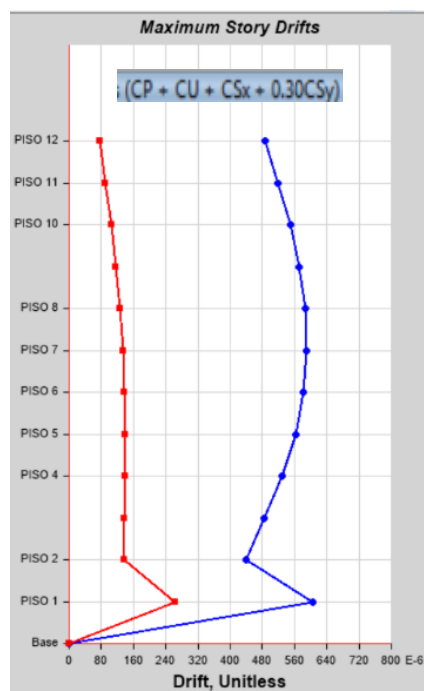


Figura 2.14 Derivas máximas.

Los valores de derivas y desplazamientos fueron obtenidos para la combinación de ELS, en la dirección del eje “X” ($CP + CU + CSx + 0.30CSy$). El valor de tensión normal fue para la combinación de $1.2G + Q + Sv - Shx - 0.30Shy$, en la dirección del eje “X”, siendo esta la dirección más desfavorable.

A partir de lo anterior, se puede concluir que para un nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata y para un nivel de demanda sísmica de sismo frecuente con un 20 % de probabilidad de ser excedido en 50 años ($PR=225$ años), la estructura de muros de carga de mampostería reforzada con bloques de 7 MPa de resistencia a compresión resiste las tensiones normales producidas por las cargas actuantes, además de que la deriva y el desplazamiento máximo son permisibles, siendo entonces 12 niveles (33.6 m) la altura máxima que puede alcanzar esta edificación.

Se procedió de manera similar para los casos de estudio de los modelos 2 y 3. A continuación en la tabla 2.21 se muestran los resultados obtenidos para los tres modelos.

Tabla 2.21 Resultados obtenidos para los modelos 1, 2 y 3 para bloques de resistencia a compresión 7 MPa.

Modelos	Niveles		Valores admisibles	Valores máximos
1	12	Tensión normal	41.75 MPa	24.81 MPa
		Desplazamiento	5.60 cm	5.58 cm
		Deriva	0.0080	0.0019
2	10	Tensión normal	41.75 MPa	22.63 MPa
		Desplazamiento	4.67 cm	4.10 cm
		Deriva	0.0080	0.0017
3	9	Tensión normal	41.75 MPa	22.16 MPa
		Desplazamiento	4.20 cm	3.59 cm
		Deriva	0.0080	0.0015

2.4.2 Para bloques de 12 MPa de resistencia a compresión.

Para calcular la altura límite del edificio de mampostería reforzada para bloques de resistencia característica a compresión de 12 MPa se tendrá 3 modelo, los cuales son los siguientes: **Modelo 1.** ocupación inmediata para un sismo mínimo con un 20% de probabilidad de ser excedido en 50 años y para un periodo de retorno (PR) de 225 años, **Modelo 2.** Continuidad de operación con daños menores para un sismo ordinario con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años y para un periodo de retorno de 475 años y **Modelo 3.** Seguridad de vida para un sismo severo con un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años para un periodo de retorno de 808 años.

Modelo 1: Ocupación inmediata para un sismo mínimo con un 20% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Para el modelo 1 de mampostería reforzada, con bloques de 12 MPa, se comenzó modelando un edificio de 15 niveles (42 m). Luego de introducir en el programa ETABS las propiedades de los materiales, las cargas actuantes y las combinaciones de carga, se procedió al cálculo de la estructura.

los muros de mampostería reforzada se comprobarán por el método de las tensiones máximas admisibles calculadas para cuantía máxima de acero de refuerzo. Los valores admisibles se presentan en la tabla 2.18.

Tabla 2.22 Valores admisibles de tensiones, desplazamientos y derivas para un edificio de 15 niveles de mampostería reforzada de 7 MPa.

	Valores admisibles
Tensión máxima admisible	42.52 MPa
H/600	7.00 cm
Deriva	0.0080 (adimensional)

Para este modelo, los valores de tensiones normales, desplazamientos máximos y derivas máximas actuantes obtenidas se muestran en la tabla 2.19 en comparación con los valores máximos admisibles.

Tabla 2.23 Resultados para edificios de 15 niveles de mampostería reforzada con bloques de 12 MPa.

	Valores admisibles	Valores máximos
Tensión normal	42.52 MPa	34.81 MPa
desplazamientos	7.00 cm	8.16 cm
Deriva	0.0080	0.0023

Los valores obtenidos de derivas y desplazamientos fueron obtenidos para la combinación (CP + CU + CSx + 0.30CSy) en la dirección del eje “X”. El valor de tensión normal fue para la combinación de 1.2G + Q + Sv - Shx – 0.30Shy, en la dirección del eje “X”, siendo esta la más desfavorable. En la tabla anterior se aprecia que los desplazamientos máximos actuantes superan a las permisibles exigidas por la norma.

A partir de lo anterior, se puede concluir que el modelo 1 de mampostería reforzada con bloques de 12 MPa de resistencia a compresión resiste las tensiones normales producidas por las cargas actuantes, además de que la deriva máxima debido a estas cargas es permisible. Pero, como el desplazamiento máximo tiene un valor superior que el admisible, se decide disminuir un nivel.

La tabla 2.20 muestra los resultados obtenidos para la propuesta de 14 niveles (33.6 m).

Tabla 2.24 Resultados para edificios de 14 niveles de mampostería reforzada con bloques de 12 MPa.

	Valores admisibles	Valores máximos
Tensión normal	42.52 MPa	31.47 MPa
desplazamientos	6.53 cm	6.42 cm
Deriva	0.0080	0.0020

Las figuras 2.15, 2.16 y 2.17 muestran la distribución de tensiones, las derivas y los desplazamientos respectivamente.

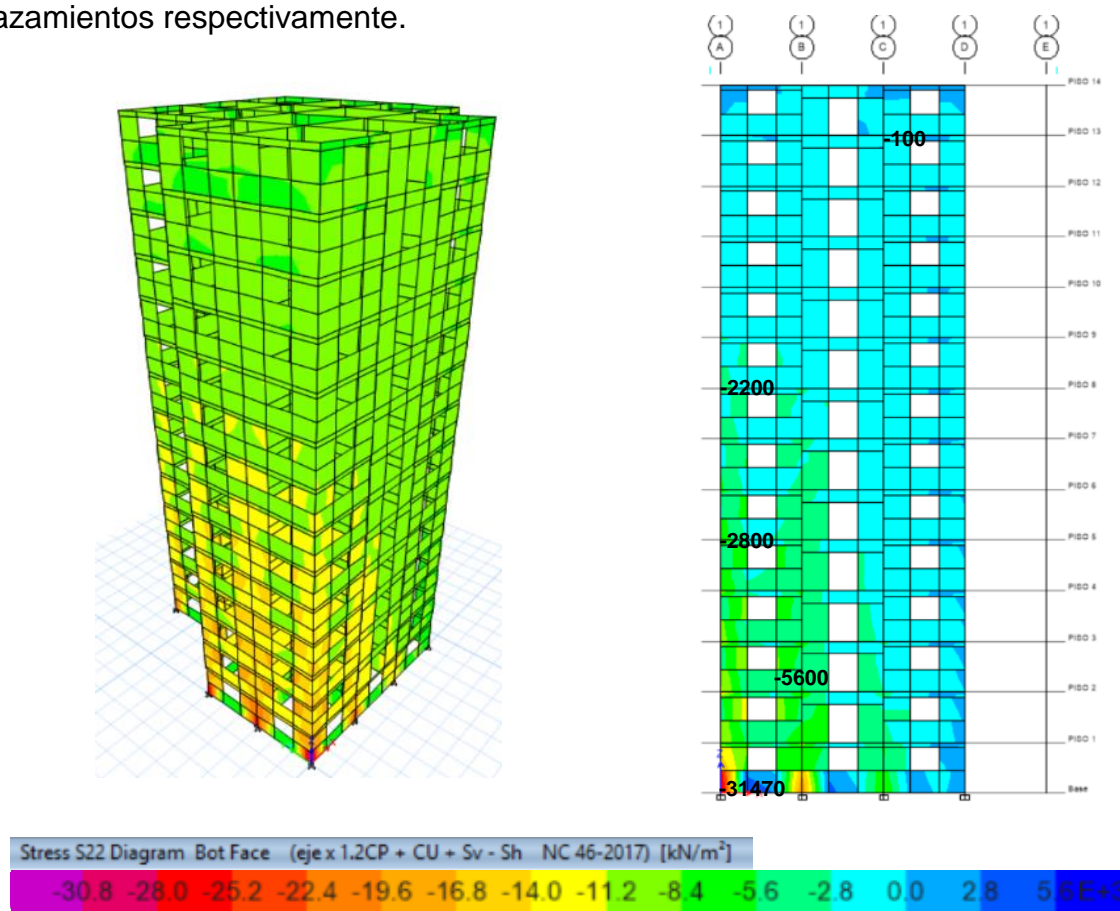


Figura 2.15 Tensiones normales (MPa).

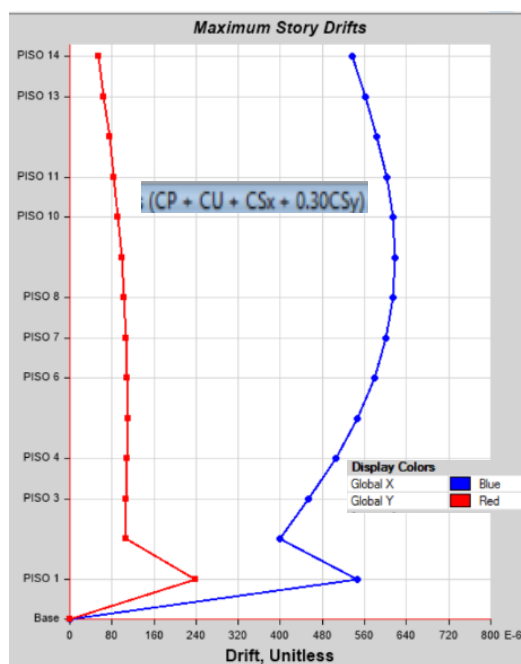


Figura 2.16 Derivas máximas.

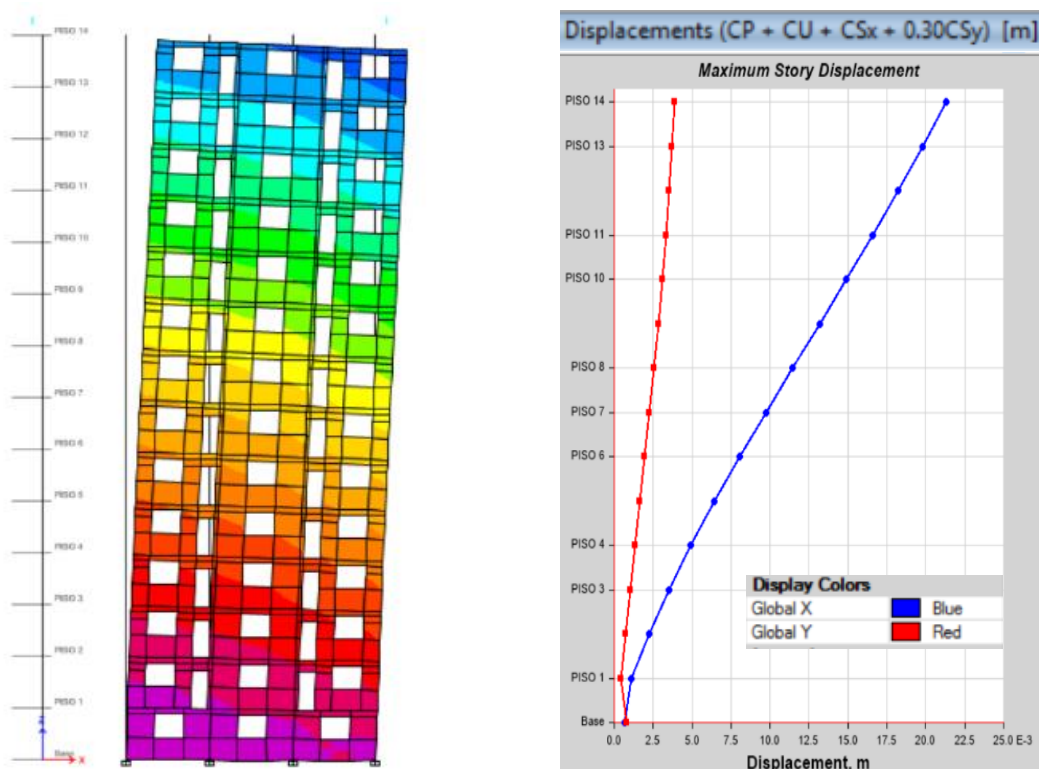


Figura 2.17 Desplazamientos.

Los valores de derivas y desplazamientos fueron obtenidos para la combinación de ELS, en la dirección del eje “X” ($CP + CU + CSx + 0.30CSy$). El valor obtenido para la tensión normal fue para la combinación de $1.2G + Q + Sv - Shx - 0.30Shy$, en la dirección del eje “X”, siendo esta la dirección más desfavorable.

A partir de lo anterior, se puede concluir que para un nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata y para un nivel de demanda sísmica de sismo frecuente con un 20 % de probabilidad de ser excedido en 50 años ($PR=225$ años), la estructura de muros de carga de mampostería reforzada con bloques de 12 MPa de resistencia a compresión resiste las tensiones normales producidas por las cargas actuantes, además de que la deriva y el desplazamiento máximo debido a estas cargas son permisibles, siendo entonces 14 niveles (39.2 m) la altura máxima que puede alcanzar esta edificación.

Se procedió de manera similar para los casos de estudio de los modelos 2 y 3. A continuación en la tabla 2.21 se muestran los resultados obtenidos para los tres modelos.

Tabla 2.25 Resultados obtenidos para los modelos 1, 2 y 3 para bloques de resistencia a compresión 12 MPa.

Modelos	Niveles		Valores admisibles	Valores máximos
1	14	Tensión normal	42.52 MPa	31.47 MPa
		desplazamiento	6.53 cm	6.42 cm
		Deriva	0.0080	0.0020
2	12	Tensión normal	42.52 MPa	30.53 MPa
		desplazamiento	5.60 cm	5.23 cm
		Deriva	0.0080	0.0018
3	11	Tensión normal	42.52 MPa	30.38 MPa
		desplazamiento	5.13 cm	4.78 cm
		Deriva	0.0080	0.0016

2.5 Conclusiones parciales.

En el presente capítulo se determinaron las diferentes alturas que puede alcanzar un edificio para la cuantía máxima de refuerzo, con la misma geometría y las mismas

cargas actuantes para los seis modelos de mampostería reforzada compuesto por bloques de resistencia característica a compresión de 7MPa y 12MPa. Con relación a esto se puede concluir lo siguiente:

1. La altura máxima alcanzada para el modelo 1: Para un nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata y para un nivel de demanda sísmica de sismo frecuente con un 20 % de probabilidad de ser excedido en 50 años (PR=225 años) es de 33.6 m (12 niveles) para bloques de 7 MPa y 39.2 m (14 niveles) para bloques de 12 MPa. El factor que limitó la altura fue el desplazamiento en el tope de la edificación.
2. La altura máxima alcanzada para el modelo 2: Para un nivel de desempeño sísmico de continuidad de operación con daños menores y para un nivel de demanda sísmica de sismo ordinario con un 10 % de probabilidad de ser excedido en 50 años (PR=475 años) es de 28 m (10 niveles) para bloques de 7 MPa y 33.6 m (12 niveles) para bloques de 12 MPa. El factor que limitó la altura fue en este fue el desplazamiento en el tope de la edificación.
3. La altura máxima alcanzada para el modelo 3: Para un nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida y para un nivel de demanda sísmica de sismo severo con un 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años (PR=808 años) es de 25.2 m (9 niveles) para bloques de 7 MPa y 30.8 m (11 niveles) para bloques de 12 MPa. El factor que limitó la altura fue el desplazamiento en el tope de la edificación.
4. El Estado Límite de Servicio rige la altura máxima que puede ser alcanzada en la edificación de estudio.
5. La combinación pésima para el estado límite último, en los seis modelos es $1.2G + Q + S_v - S_{hx} - 0.30S_{hy}$.
6. La combinación desfavorable para el estado límite de servicio es $CP + CU + CS_x + 0.30CS_y$.

CAPITULO 3

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

CAPITULO 3: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

3.1 Introducción.

En el capítulo 2 se determinaron las máximas alturas que puede alcanzar un edificio con tipología de muros de carga de mampostería de bloques de hormigón, para los 6 modelos. Estos modelos serán comparados en cuanto a: la altura alcanzada, las tensiones máximas, los desplazamientos máximos y la deriva.

3.2 Comparación y análisis de los resultados.

En la tabla 3.1 se muestra la comparación de los seis modelos realizados según la altura límite y los desplazamientos máximos obtenidos con el software de análisis y diseño estructural ETABS.

Tabla 3.1 Altura y desplazamiento máximo de los seis modelos de edificios.

BLOQUE f'_{bl} (MPa)	Modelo	Niveles	h (m)	Desplazamiento permisible (cm)	Desplazamiento máximo obtenido (cm)
7	1	12	33.6	5.60	5.58
	2	10	28.0	4.67	4.10
	3	9	25.2	4.20	3.59
12	1	14	39.2	6.53	6.42
	2	12	33.6	5.60	5.23
	3	11	30.8	5.13	4.78

A continuación, la tabla 3.2 se muestran los resultados de las máximas tensiones normales provocadas por las cargas actuantes (permanente, uso y sismo) en cada uno de los seis modelos.

Tabla 3.2 Tensiones normales máximas para los seis modelos de edificios.

BLOQUE f'_{bl} (MPa)	Modelo	Niveles	h (m)	Tensión admisible (MPa)	Tensión máxima obtenida (MPa)
7	1	12	33.6	41.75	24.81
	2	10	28.0		22.63
	3	9	25.2		22.16
12	1	14	39.2	42.52	31.47
	2	12	33.6		30.53
	3	11	30.8		30.38

En la siguiente tabla 3.3 se muestra las máximas derivas calculadas con el software de análisis y diseño estructural ETABS para los seis modelos de edificios.

Tabla 3.3 Derivas máximas para los seis modelos de edificios.

BLOQUE f'bl (MPa)	Modelo	Niveles	h (m)	Deriva permisible (adim.)	Derivas máximas (adim.)
7	1	12	33.6	0,0080	0.0019
	2	10	28.0		0.0017
	3	9	25.2		0.0015
12	1	14	39.2		0.0020
	2	12	33.6		0.0018
	3	11	30.8		0.0016

En la tabla 3.4 se muestran todos los resultados finales obtenidos para cada modelo, donde se hace comparaciones según la altura, tensiones, desplazamientos y derivas.

Tabla 3.4 Resumen comparativo de los seis modelos de edificios.

BLOQUE f'bl (MPa)	f'mnbl (MPa)	Modelo	Niveles	altura (m)	Tensión (MPa)	Desplazamiento (cm)	Deriva (adim.)
7	7,30	1	12	33.6	24.81	5.58	0.0019
		2	10	28.0	22.63	4.10	0.0017
		3	9	25.2	22.16	3.59	0.0015
12	10,17	1	14	39.2	31.47	6.42	0.0020
		2	12	33.6	30.53	5.23	0.0018
		3	11	30.8	30.38	4.78	0.0016

Como se puede apreciar en la tabla 3.4, la mayor altura se obtuvo para el modelo 1, para un nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata y para un nivel de demanda sísmica de sismo frecuente con un 20 % de probabilidad de ser excedido en 50 años (PR=225 años), para muros de carga de mampostería reforzada con bloques de 12 MPa de resistencia a compresión, con tensiones, desplazamientos y derivas menores que los máximos admisibles. La altura de esta estructura es de 39.2 m (14 niveles).

En la gráfica de la figura 3.1 se muestra la altura límite máxima alcanzado para cada modelo con bloques de resistencia a compresión de 7 MPa y 12 MPa.

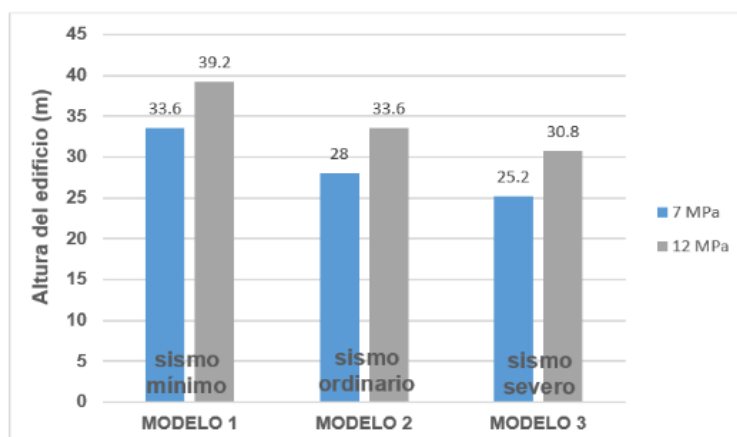


Figura 3.1 Altura límite máxima alcanzado para cada modelo.

En los gráficos de las figuras 3.2, 3.3 y 3.4 se muestra los desplazamientos máximos, las tensiones normales máximas y las derivas máximas en función de la altura de la edificación para bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa y 12 MPa.

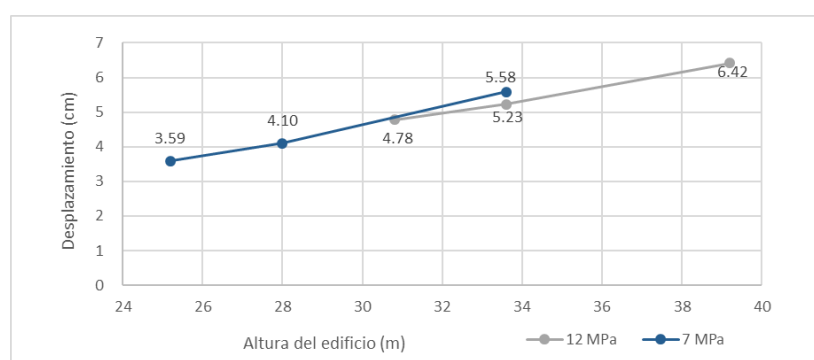


Figura 3.2 Desplazamientos en función de la altura para bloques de 7 MPa y 12 MPa.

En el grafico anterior se aprecia que a medida que se aumenta la altura de la edificación, hay un incremento de los desplazamientos máximos para el empleo de los bloques de 7 MPa y 12 MPa.

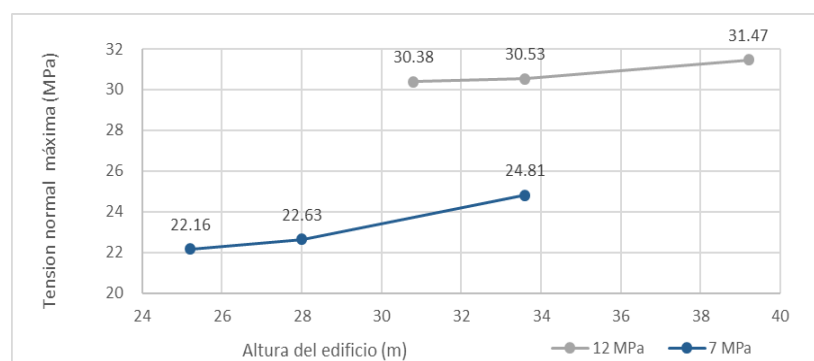


Figura 3.3 Tensiones normales en función de la altura para bloques de 7 MPa y 12 MPa.

En el gráfico de la figura 3.3 se aprecia que a medida que se incrementa la altura, aumenta las tensiones normales máximas para el empleo de los bloques de 7 MPa y 12 MPa.

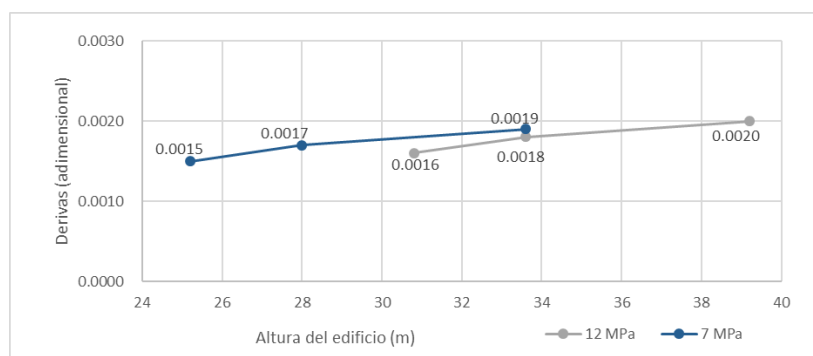


Figura 3.3 Derivas máximas en función de la altura para bloques de 7 MPa y 12 MPa.

En el gráfico de la figura 3.4 se aprecia que a medida que se incrementa la altura, aumenta las derivas máximas para el empleo de los bloques de 7 MPa y 12 MPa.

3.3 Conclusiones parciales.

A partir de los resultados obtenidos y de las comparaciones realizadas entre los edificios modelados para los seis casos de estudio de la mampostería reforzada para la cuantía máxima de acero, se arriba a las siguientes conclusiones.

1. El aumento del nivel de desempeño sísmico implica un aumento de las tensiones actuantes, los desplazamientos y las derivas por lo que se reduce el número de niveles que pueden alcanzarse.
2. Para el modelo 1, la resistencia a tensión normal de la mampostería se incrementa en un 22 % con el empleo de bloques de 12 MPa con relación al empleo de 7 MPa.
3. Para el modelo 2, la resistencia a tensión normal de la mampostería se incrementa en un 26 % con el empleo de bloques de 12 MPa con relación al empleo de 7 MPa.
4. Para el modelo 3, la resistencia a tensión normal de la mampostería se incrementa en un 27 % con el empleo de bloques de 12 MPa con relación al empleo de 7 MPa.
5. Los mayores valores de tensiones se produjeron donde hay presencia de puertas y ventanas en el primer nivel del edificio.

6. A medida que se aumenta la altura de la edificación, hay un incremento de los desplazamientos máximos y las derivas máximas de la edificación para el empleo de los bloques de resistencia a compresión de 7 MPa y 12 MPa.
7. La altura máxima alcanzada de los edificios siempre queda determinada por el Estado Límite de Servicio.

CONCLUSIONES GENERALES.

A partir del desarrollo de la investigación, se llegaron a las siguientes conclusiones:

1. Mediante la comparación de las diferentes normativas internacionales sobre la resistencia característica a compresión bruta de los bloques de hormigón, se puede concluir que en Cuba las resistencias de los bloques de hormigón están por debajo comparados internacionalmente.
2. Para el modelo 1 (para un nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata y para un nivel de demanda sísmica de sismo frecuente con un 20 % de probabilidad de ser excedido en 50 años ($PR=225$ años)), empleo de bloques de 12 MPa en la mampostería reforzada permite el incremento de la altura de la edificación a catorce niveles (39.2 m) con relación a los doce niveles (33.6 m) que se alcanzan con el empleo de bloques de 7 MPa. Esto significa un aumento del 16.67 %.
3. Para el modelo 2 (para un nivel de desempeño sísmico de continuidad de operación con danos menores y para un nivel de demanda sísmica de sismo ordinario con un 10 % de probabilidad de ser excedido en 50 años ($PR=475$ años)), empleo de bloques de 12 MPa en la mampostería reforzada permite el incremento de la altura de la edificación a doce niveles (33.6 m) con relación a los diez niveles (28 m) que se alcanzan con el empleo de bloques de 7 MPa. Lo que implica un aumento de la altura de la edificación de un 20 %.
4. Para el modelo 3 (para un nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida y para un nivel de demanda sísmica de sismo severo con un 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años ($PR=808$ años)), empleo de bloques de 12 MPa en la mampostería reforzada permite el incremento de la altura de la edificación a once niveles (30.8 m) con relación a los nueve niveles (25.2 m) que se alcanzan con el empleo de bloques de 7 MPa. Esto significa un incremento de la altura de la edificación de un 22.22 %.

RECOMENDACIONES.

Con el objetivo de continuar con la investigación se propone las siguientes recomendaciones.

1. Considerar la modificación de la geometría del edificio.
2. Considerar la interacción suelo-estructura en el análisis de la edificación.
3. Emplear otros métodos de análisis para la carga de sismo recomendados en la NC 46:2017.
4. Realizar una investigación similar para el caso de la carga de viento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

CIRSOC 501-E (2007). Reglamento empírico para la construcción de mampostería de bajo compromiso estructural. Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería.

Dai, Y. (2014). La Gran Muralla China.

NC-46 (2017). Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción. Oficina Nacional de Normalización.

NC-283 (2003). Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño. Oficina Nacional de Normalización.

NC-284 (2003). Edificaciones. Cargas de uso. Oficina Nacional de Normalización.

NC-774 (2012). Código de buenas prácticas para obras de mampostería. Oficina Nacional de Normalización.

NC-247 (2005). Bloques huecos de hormigón. Especificaciones. Oficina Nacional de Normalización.

NC-7 (1998). Barras de acero de refuerzo de hormigón. Requisitos. Oficina Nacional de Normalización.

(2009). Norma chilena de 1928: Albañilería armada. Requisitos para el diseño y cálculo.

(2014). Norma Ecuatoriana de Construcción. Mampostería estructural.

NTG-41054. Bloques huecos de concreto para muros. Especificaciones. Norma técnica guatemalteca.

Páez, D., Parra, R., & Montaña, C. (2009). Alternativa estructural de refuerzo horizontal en muros de mampostería.

Rodríguez, O. (2015). Análisis y conceptos básicos para el diseño de mampostería estructural según la norma de sismo resistencia NSR-10 (Tesis de Grado). Universidad de Santo Tomás, Bogotá.

Ruiz, L. (2013). Estructuras de Hormigón y Mampostería. La Habana.

Torres, J. (2009). Comportamiento de muros de mampostería con elementos de borde confinados con platinas en el mortero de pega (Tesis de Postgrado). Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.

ANEXOS.

ANEXO A: cálculo de ondas espectrales.

Provincia	Municipio	Ss (g)	S ₁ (g)	T _L (s)
Santiago de Cuba	Santiago de Cuba	1.035	0.428	6

Modelo	Fa	Fv	Na	Nv	Scs	S1s	Kd	S _{DS}	S _{D1}	To (s)	Ts (s)
1	1	1.37	1	1	1.035	0.587	0.50	0.518	0.294	0.114	0.57
2	1	1.37	1	1	1.035	0.587	0.66	0.683	0.387	0.114	0.57
3	1	1.37	1	1	1.035	0.587	0.80	0.828	0.470	0.114	0.57

Bloque	Modelo	Nivel	h (m)	Tx (s)	Ty (s)	Sa _x	Sa _y	Cs _x	Cs _y
7 MPa	1	12	33.6	0.464	0.559	0.518	0.518	0.148	0.148
	2	10	28.0	0.357	0.421	0.683	0.683	0.195	0.195
	3	9	25.2	0.309	0.360	0.828	0.828	0.237	0.237
12 MPa	1	14	39.2	0.496	0.610	0.518	0.482	0.148	0.138
	2	12	33.6	0.393	0.474	0.683	0.683	0.195	0.195
	3	11	30.8	0.347	0.414	0.828	0.828	0.237	0.237

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_x) para el modelo 2 de bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _x (kN)	0.30F _x
10	0.195	28	2983.98	1	28.0	83551.52	0.148	7291	1077.94	323.38
9		25.2	3821.84	1	25.2	96310.32	0.170	7291	1242.55	372.76
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.151	7291	1104.49	331.35
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.133	7291	966.43	289.93
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.114	7291	828.37	248.51
5		14	3821.84	1	14.0	53505.73	0.095	7291	690.31	207.09
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.076	7291	552.24	165.67
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.057	7291	414.18	124.25
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.038	7291	276.12	82.84
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.019	7291	138.37	41.51
	Σ		37389.20			565127.39	1		7291	

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_y) para el modelo 2 de bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _y (kN)	0.30F _y
10	0.195	28	2983.98	1	28.0	83551.52	0.148	7291	1077.94	323.38
9		25.2	3821.84	1	25.2	96310.32	0.170	7291	1242.55	372.76
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.151	7291	1104.49	331.35
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.133	7291	966.43	289.93
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.114	7291	828.37	248.51
5		14	3821.84	1	14.0	53505.73	0.095	7291	690.31	207.09
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.076	7291	552.24	165.67
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.057	7291	414.18	124.25
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.038	7291	276.12	82.84
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.019	7291	138.37	41.51
	Σ		37389.20			565127.39	1		7291	

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_x) para el modelo 3 de bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _x (kN)	0.30F _x
9	0.237	25.2	2983.98	1	25.2	75196.37	0.163	7955.50	1299.18	389.76
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.186	7955.50	1479.09	443.73
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.163	7955.50	1294.20	388.26
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.139	7955.50	1109.32	332.79
5		14	3821.84	1	14	53505.73	0.116	7955.50	924.43	277.33
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.093	7955.50	739.54	221.86
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.070	7955.50	554.66	166.40
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.046	7955.50	369.77	110.93
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.023	7955.50	185.31	55.59
	Σ		33567.36			460461.92	1		7955.50	33567.36

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_y) para el modelo 3 de bloques de resistencia característica a compresión de 7 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _y (kN)	0.30F _y
9	0.237	25.2	2983.98	1	25.2	75196.37	0.163	7955.50	1299.18	389.76
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.186	7955.50	1479.09	443.73
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.163	7955.50	1294.20	388.26
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.139	7955.50	1109.32	332.79
5		14	3821.84	1	14	53505.73	0.116	7955.50	924.43	277.33
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.093	7955.50	739.54	221.86
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.070	7955.50	554.66	166.40
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.046	7955.50	369.77	110.93
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.023	7955.50	185.31	55.59
	Σ		33567.36			460461.92	1		7955.50	33567.36

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_x) para el modelo 1 de bloques de resistencia característica a compresión de 12 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _x (kN)	0.30F _x
14	0.148	39.2	2983.98	1	39.2	116972.13	0.107	7796.13	836.02	250.81
13		36.4	3821.84	1	36.4	139114.90	0.128	7796.13	994.28	298.28
12		33.6	3821.84	1	33.6	128413.76	0.118	7796.13	917.79	275.34
11		30.8	3821.84	1	30.8	117712.61	0.108	7796.13	841.31	252.39
10		28	3821.84	1	28	107011.46	0.098	7796.13	764.83	229.45
9		25.2	3821.84	1	25.2	96310.32	0.088	7796.13	688.35	206.50
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.078	7796.13	611.86	183.56
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.069	7796.13	535.38	160.61
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.059	7796.13	458.90	137.67
5		14	3821.84	1	14	53505.73	0.049	7796.13	382.41	114.72
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.039	7796.13	305.93	91.78
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.029	7796.13	229.45	68.83
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.020	7796.13	152.97	45.89
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.010	7796.13	76.66	23.00
	Σ		52676.55			1090800.74	1		7796.13	

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_y) para el modelo 1 de bloques de resistencia característica a compresión de 12 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _y (kN)	0.30F _y
14	0.148	39.2	2983.98	1.01	39.9	119137.60	0.107	7269.36	781.40	234.42
13		36.4	3821.84	1.01	37.1	141637.80	0.128	7269.36	928.98	278.69
12		33.6	3821.84	1.01	34.2	130690.27	0.118	7269.36	857.18	257.15
11		30.8	3821.84	1.01	31.3	119747.30	0.108	7269.36	785.40	235.62
10		28	3821.84	1.01	28.5	108809.32	0.098	7269.36	713.66	214.10
9		25.2	3821.84	1.01	25.6	97876.81	0.088	7269.36	641.96	192.59
8		22.4	3821.84	1.01	22.8	86950.39	0.078	7269.36	570.29	171.09
7		19.6	3821.84	1.01	19.9	76030.81	0.069	7269.36	498.67	149.60
6		16.8	3821.84	1.01	17.0	65119.06	0.059	7269.36	427.11	128.13
5		14	3821.84	1.01	14.2	54216.43	0.049	7269.36	355.60	106.68
4		11.2	3821.84	1.01	11.3	43324.78	0.039	7269.36	284.16	85.25
3		8.4	3821.84	1.01	8.5	32446.88	0.029	7269.36	212.81	63.84
2		5.6	3821.84	1.01	5.6	21587.44	0.019	7269.36	141.59	42.48
1		2.8	3821.84	1.01	2.8	10756.38	0.010	7269.36	70.55	21.16
	Σ		52667.88			1108331.28	1		7269.36	

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_x) para el modelo 2 de bloques de resistencia característica a compresión de 12 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _x (kN)	0.30F _x
12	0.195	33.6	2983.98	1	33.6	100261.83	0.124	8781.45	1091.60	327.48
11		30.8	3821.84	1	30.8	117712.61	0.146	8781.45	1281.60	384.48
10		28.0	3821.84	1	28.0	107011.46	0.133	8781.45	1165.09	349.53
9		25.2	3821.84	1	25.2	96310.32	0.119	8781.45	1048.58	314.57
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.106	8781.45	932.07	279.62
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.093	8781.45	815.56	244.67
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.080	8781.45	699.05	209.72
5		14.0	3821.84	1	14.0	53505.73	0.066	8781.45	582.54	174.76
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.053	8781.45	466.04	139.81
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.040	8781.45	349.53	104.86
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.027	8781.45	233.02	69.91
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.013	8781.45	116.77	35.03
	Σ		45032.87			806561.77	1		8781.45	

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_y) para el modelo 2 de bloques de resistencia característica a compresión de 12 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _y (kN)	0.30F _y
12	0.195	33.6	2983.98	1	33.6	100261.83	0.124	8781.45	1091.60	327.48
11		30.8	3821.84	1	30.8	117712.61	0.146	8781.45	1281.60	384.48
10		28.0	3821.84	1	28.0	107011.46	0.133	8781.45	1165.09	349.53
9		25.2	3821.84	1	25.2	96310.32	0.119	8781.45	1048.58	314.57
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.106	8781.45	932.07	279.62
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.093	8781.45	815.56	244.67
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.080	8781.45	699.05	209.72
5		14.0	3821.84	1	14.0	53505.73	0.066	8781.45	582.54	174.76
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.053	8781.45	466.04	139.81
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.040	8781.45	349.53	104.86
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.027	8781.45	233.02	69.91
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.013	8781.45	116.77	35.03
	Σ		45032.87			806561.77	1		8781.45	

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_x) para el modelo 3 de bloques de resistencia característica a compresión de 12 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _x (kN)	0.30F _x
11	0.237	30.8	2983.98	1	30.8	91906.68	0.135	9767	1319.12	395.74
10		28.0	3821.84	1	28.0	107011.46	0.157	9767	1535.92	460.77
9		25.2	3821.84	1	25.2	96310.32	0.142	9767	1382.32	414.70
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.126	9767	1228.73	368.62
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.110	9767	1075.14	322.54
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.094	9767	921.55	276.46
5		14.0	3821.84	1	14.0	53505.73	0.079	9767	767.96	230.39
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.063	9767	614.37	184.31
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.047	9767	460.77	138.23
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.031	9767	307.18	92.15
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.016	9767	153.94	46.18
	Σ		41211.04			680494.01	1		9767	

ANEXO B: Cálculo de cortante basal (V_B) y distribución vertical de fuerzas por niveles (F_y) para el modelo 3 de bloques de resistencia característica a compresión de 12 MPa.

Nivel	Cs	hx (m)	Wx (kN)	k	(hx) ^k	Wx*(hx) ^k	Cvx	V _B (kN)	F _y (kN)	0.30F _y
11	0.237	30.8	2983.98	1	30.8	91906.68	0.135	9767	1319.12	395.74
10		28.0	3821.84	1	28.0	107011.46	0.157	9767	1535.92	460.77
9		25.2	3821.84	1	25.2	96310.32	0.142	9767	1382.32	414.70
8		22.4	3821.84	1	22.4	85609.17	0.126	9767	1228.73	368.62
7		19.6	3821.84	1	19.6	74908.02	0.110	9767	1075.14	322.54
6		16.8	3821.84	1	16.8	64206.88	0.094	9767	921.55	276.46
5		14.0	3821.84	1	14.0	53505.73	0.079	9767	767.96	230.39
4		11.2	3821.84	1	11.2	42804.59	0.063	9767	614.37	184.31
3		8.4	3821.84	1	8.4	32103.44	0.047	9767	460.77	138.23
2		5.6	3821.84	1	5.6	21402.29	0.031	9767	307.18	92.15
1		2.8	3830.51	1	2.8	10725.43	0.016	9767	153.94	46.18
	Σ		41211.04			680494.01	1		9767	

